共同研究報告書

整理番号第205号

液状化対策工法の開発に関する
共同研究報告書（その5）

平成9年11月

建設省土木研究所地震防災部動土質研究室、振動研究室
東亜建設工業株式会社
前田建設工業株式会社
五洋建設株式会社
三信建設工業株式会社
株式会社竹中工務店
株式会社間組
戸田建設株式会社
不動建設株式会社
株式会社大林組
鹿島建設株式会社
株式会社竹中土木
株式会社フジタ
復建調査設計株式会社
日本技術開発株式会社
新日本製鐵株式会社
住友金属工業株式会社
小野田ケミコ株式会社

Copyright ©(1998) by P.W.R.I.

All rights reserved. No part of this book may be reproduced by any means, nor transmitted, nor translated into a machine language without the written permission of the Director General of P.W.R.I.

この報告書は，土木研究所長の承認を得て刊行したものである。したがって，本報告書の全部又は一部の転載，複製は，土木研究所長の文書による承認を得ずしてこれを行ってはならない。

共同研究報告書

整理番号第205号

液状化対策工法の開発に関する
共同研究報告書（その5）

平成9年11月

建設省土木研究所地震防災部動土質研究室、振動研究室
東亜建設工業株式会社
前田建設工業株式会社
五洋建設株式会社
三信建設工業株式会社
株式会社竹中工務店
株式会社間組
戸田建設株式会社
不動建設株式会社
株式会社大林組
鹿島建設株式会社
株式会社竹中土木
株式会社フジタ
復建調査設計株式会社
日本技術開発株式会社
新日本製鐵株式会社
住友金属工業株式会社
小野田ケミコ株式会社

共同研究報告書

第205号平成9年11月

液状化対策工法の開発に関する共同研究報告書（その5）

建設省土木研究所耐震技術研究センター動土質研究室長　松尾　修
建設省土木研究所耐震技術研究センター振動研究室長　田村敬一
東亜建設工業㈱取締役技術研究所長　半沢秀郎
前田建設工業㈱土木本部土木設計部長　布施　勝
五洋建設㈱技術研究所技術課長　篠原敏光
三信建設工業㈱取締役技術開発部部長　大友孝之
㈱竹中工務店技術研究所主幹研究員　鈴木吉夫
㈱間組土木本部道路・造成統括部部長　石原公明
戸田建設㈱土木技術開発室プロジェクトマネージャー　松下清一
不動建設㈱ジオ・エンジニアリング事業本部開発部長　磯田知広
㈱大林組技術研究所副所長　西林清茂
鹿島建設㈱土木設計本部設計技術部次長　清水保明
㈱竹中土木技術本部本部長　神崎　靖
㈱フジタ技術研究所土木研究部長　中村正博
復建調査設計㈱技術研究所所長　福田直三
日本技術開発㈱土木本部土木本部副本部長　佐伯光昭
新日本製鐵㈱建材開発技術部部長代理　片山　猛
住友金属工業㈱建設技術部部長　飯田　毅
小野田ケミコ㈱技術・開発本部取締役副本部長兼技術研究所所長　下田正雄
（いずれも代表者のみを記す）

要旨：液状化対策工法の開発に関する共同研究報告書

本報告は、軟弱地盤に構築される構造物の地震時安全性の向上を図るために、特に都市内の多様な条件下の構造物へ適用可能な地盤対策工法の体系化並びに新規技術の開発を行う目的で、建設省土木研究所と民間企業17社との共同研究として平成4年度から8年度の5か年にかけて研究を行った「液状化対策工法の開発に関する共同研究」について、5か年の最終年度となる平成8年度実施分の成果、および5か年の研究成果を総括編としてとりまとめたものである。

キーワード：耐震対策、軟弱地盤、液状化、盛土、地中構造物、広域的地盤、注入工法、締固め工法、固化工法、鋼材、排水工法

まえがき

本報告書は、建設省土木研究所官民共同研究「液状化対策工法の開発に関する共同研究」（平成４～８年度）の最終年度である平成８年度の研究成果をとりまとめたものである。また、本報告書の後半部に、５か年にわたる研究の成果および残された課題を、総括編としてとりまとめている。さらに、別途「液状化対策工法設計・施工マニュアル（案）」（共同研究報告書第186号、1997年8月）を作成した。

周知のように、液状化対策工法については特に1995年兵庫県南部地震以後にニーズが高まっており、本研究は期せずしてそれに合致するものとなった。本共同研究の成果は必ずしも満足すべきものとは言えず、残された技術的課題の方が多いくらいであるが、ともかく上記のような成果を得て終了することができた。

本共同研究に参加された方々および関係各位に厚く謝意を表する次第である。

1997年11月

建設省土木研究所　耐震技術研究センター

動土質研究室長　　松尾　修

目　　次

平成8年度共同研究担当者名 …… 1

第1章　研究目的 …… 5

第2章　研究体制および研究計画 …… 11
2.1　研究体制 …… 11
2.2　研究計画 …… 12

第3章　液状化対策工法の開発および整備に関する研究成果 …… 27
3.1　今年度の研究の概要 …… 27
3.1.1　研究目的 …… 27
3.1.2　研究概要 …… 27
3.2　グラウト工法の設計・施工法の検討 …… 31
3.2.1　研究概要 …… 31
3.2.2　事前調査 …… 31
3.2.3　現場施工試験 …… 35
3.2.4　まとめと残された課題 …… 49
3.3　特殊石灰パイル工法の設計・施工法の検討 …… 50
3.3.1　長期安定性に関する屋外ピット試験 …… 50
3.3.2　パイル強度の増加に関する実験 …… 52
3.3.3　特殊石灰パイル工法の設計・施工法の検討 …… 57
3.3.4　まとめと残された課題 …… 63
3.4　コンパクショングラウチング工法の設計・施工法の検討 …… 65
3.4.1　コンパクショングラウチング工法の注入材料の特性と形状について …… 65
3.4.2　実施工による周辺地盤への影響 …… 69
3.4.3　実施工によるN値の変化 …… 71
3.4.4　まとめと残された課題 …… 72
3.5　深層混合処理工法の設計・施工法の検討 …… 73
3.5.1　設計法の検討 …… 73
3.5.2　施工法の検討 …… 118
3.5.3　まとめと残された課題 …… 169
3.6　鋼材を用いた液状化対策工法の設計・施工法の検討 …… 170
3.6.1　研究概要 …… 170

3.6.2 鋼矢板を用いた盛土の液状化対策効果に対する
永久変位解析法（東畑モデル）を用いた検討 …… 170
3.6.3 鋼材を用いた地中構造物の液状化対策工法の設計法に関する検討 …… 179
3.6.4 まとめと残された課題 …… 192
3.7 締固め工法の設計・施工法の検討 …… 194
3.7.1 締固め地盤の残留強度に関する検討 …… 194
3.7.2 残留強度を用いた盛土・地中構造物の試設計例 …… 211
3.7.3 レベル２地震動における動的締固め工法による改良地盤の評価に関する検討 …… 226
3.7.4 まとめと残された課題 …… 238
3.8 ドレーン工法の設計・施工法の検討 …… 242
3.8.1 実地震での液状化防止効果の事例 …… 242
3.8.2 ドレーン打設後のＮ値の増加 …… 246
3.8.3 砂の液状化強度曲線の勾配について …… 248
3.8.4 まとめと残された課題 …… 250
3.9 杭基礎の液状化に対する設計法の検討 …… 252
3.9.1 研究概要 …… 252
3.9.2 液状化時の地盤反力係数の低減に関する検討 …… 252
3.9.3 液状化地盤中における杭基礎の挙動に関する振動実験 …… 262
3.9.4 まとめと残された課題 …… 274

第4章 盛土・堤防に対する液状化対策工法の開発に関する研究成果 …… 279
4.1 今年度の研究の概要 …… 279
4.2 大規模地震時の設計法の検討 …… 282
4.2.1 動的強度の設定方法 …… 282
4.2.2 動的強度を用いた全応力法の適用性の検討 …… 284
4.2.3 残留強度を用いた全応力法の適用性の検討 …… 286
4.3 簡易設計法の適用性の検討 …… 292
4.3.1 盛土の安定性評価手法の課題 …… 292
4.3.2 各対策工法の簡易設計法の課題 …… 294
4.4 有効応力解析手法の適用性の検討（その３） …… 301
4.5 ジオテキスタイルを用いた対策工法の検討 …… 312
4.5.1 目的と検討概要 …… 312
4.5.2 ジオテキスタイル工法の設計法の考え方 …… 312
4.5.3 土木研究所振動台実験の結果を用いた簡易設計法の検証 …… 312
4.6 まとめと残された課題 …… 321

4.6.1 今年度のまとめ …… 321
4.6.2 残された課題 …… 321

第5章 地中構造物（線状・面状）に対する液状化対策工法の開発に関する研究成果 …… 325
5.1 今年度の研究概要 …… 325
5.2 地中構造物の地震時水平変位に関する検討 …… 328
5.2.1 検討目的 …… 328
5.2.2 地震時水平変位量の概略算定法 …… 328
5.2.3 水平変位の算定事例と簡易算定法の課題 …… 336
5.3 地中構造物の動的有効応力解析（その３） …… 340
5.3.1 解析の目的 …… 340
5.3.2 解析条件 …… 340
5.3.3 解析結果 …… 345
5.3.4 これまでの解析結果のまとめ …… 366
5.4 浮上がり安定性評価における残留強度法の適用性に関する検討 …… 368
5.4.1 はじめに …… 368
5.4.2 検討対象 …… 368
5.4.3 検討方法 …… 369
5.4.4 検討結果 …… 370
5.4.5 まとめと今後の課題 …… 372
5.5 まとめと残された課題 …… 374

第6章 広域的液状化対策の開発に関する研究成果 …… 377
6.1 今年度の研究の概要 …… 377
6.2 広域的液状化対策工法の設計マニュアルに関する検討 …… 379
6.2.1 総説 …… 379
6.2.2 調査 …… 379
6.2.3 広域的液状化対策工法としての地下水位低下工法の設計 …… 379
6.2.4 設計例 …… 379
6.3 まとめと残された課題 …… 380

第7章 液状化対策技術マニュアルに関する研究成果 …… 383

第8章 全体のまとめ …… 387
8.1 液状化対策工法の開発および整備に関する研究成果 …… 387

8.1.1 グラウト工法 …… 387
8.1.2 特殊石灰パイル工法 …… 387
8.1.3 コンパクショングラウチング工法 …… 387
8.1.4 深層混合処理工法 …… 388
8.1.5 鋼材を用いた対策工法 …… 388
8.1.6 締固め工法 …… 389
8.1.7 ドレーン工法 …… 389
8.1.8 杭基礎の設計法 …… 390
8.2 盛土・堤防に対する液状化対策工法の開発に関する研究成果 …… 390
8.3 地中構造物（線状・面状）に対する液状化対策工法の開発に関する研究成果 …… 391
8.4 広域的液状化対策の開発に関する研究成果 …… 392
8.5 液状化対策技術マニュアルに関する研究成果 …… 392

総括編

はじめに …… 395
1. 液状化対策工法の開発および整備に関する研究成果 …… 396
1.1 グラウト工法の設計・施工法の検討 …… 396
1.1.1 研究の目的 …… 396
1.1.2 研究計画と実施工程 …… 396
1.1.3 得られた成果 …… 396
1.1.4 残された課題 …… 397
1.2 特殊石灰パイル工法の設計・施工法の検討 …… 400
1.2.1 研究の目的 …… 400
1.2.2 研究計画と実施工程 …… 400
1.2.3 得られた成果 …… 401
1.2.4 残された課題 …… 403
1.3 コンパクショングラウチング工法の設計・施工法の検討 …… 408
1.3.1 研究の目的 …… 408
1.3.2 研究計画と実施工程 …… 408
1.3.3 得られた成果 …… 409
1.3.4 残された課題 …… 409
1.4 深層混合処理工法の設計・施工法の検討 …… 410
1.4.1 研究の目的 …… 410
1.4.2 研究計画と実施工程 …… 411
1.4.3 得られた成果 …… 411
1.4.4 残された課題 …… 413
1.5 鋼材を用いた液状化対策工法の設計・施工法の検討 …… 416
1.5.1 研究の目的 …… 416
1.5.2 研究計画と実施工程 …… 416
1.5.3 得られた成果 …… 416
1.5.4 残された課題 …… 417
1.6 締固め工法の設計・施工法の検討 …… 420
1.6.1 研究の目的 …… 420
1.6.2 研究計画と実施工程 …… 420
1.6.3 得られた成果 …… 421
1.6.4 残された課題 …… 422
1.7 ドレーン工法の設計・施工法の検討 …… 425
1.7.1 研究の目的 …… 425

1.7.2 研究計画と実施工程 …… 426
1.7.3 得られた成果 …… 426
1.7.4 残された課題 …… 427
1.8 杭基礎の設計法の検討 …… 430
1.8.1 研究の目的 …… 430
1.8.2 研究計画と実施工程 …… 430
1.8.3 得られた成果 …… 430
1.8.4 残された課題 …… 431

2. 盛土・堤防に対する液状化対策工法の開発に関する研究成果 …… 433
2.1 研究の目的 …… 433
2.2 研究計画と実施工程 …… 434
2.3 得られた成果 …… 435
2.3.1 盛土構造物の耐震設計の基本方針 …… 435
2.3.2 円弧すべり計算手法の検討 …… 436
2.3.3 有効応力法による液状化解析手法の検討 …… 436
2.3.4 ジオテキスタイルの耐震対策の検討 …… 438
2.3.5 各対策工法の適用性の検討 …… 439
2.4 残された課題 …… 441

3. 地中構造物（線状・面状）に対する液状化対策工法の開発に関する研究成果 …… 443
3.1 研究の目的 …… 443
3.2 研究計画と実施工程 …… 443
3.3 得られた成果 …… 446
3.4 残された課題 …… 447

4. 広域的液状化対策の開発に関する研究成果 …… 448
4.1 研究の目的 …… 448
4.2 研究計画と実施工程 …… 449
4.3 得られた成果 …… 450
4.3.1 広域的液状化対策 …… 450
4.3.2 広域的液状化対策工法の設計マニュアル …… 452
4.4 残された課題 …… 453

平成８年度共同研究担当者名簿

氏　名	所　属		
松尾　修	建設省土木研究所	耐震技術研究センター	動土質研究室　室長
田村　敬一	〃	〃	振動研究室　〃
島津　多賀夫	〃	〃	動土質研究室　研究員
堤　達也	〃	〃	〃　〃
佐々木　哲也	〃	〃	〃　〃
東　拓生	〃	〃	振動研究室　〃
半沢　秀郎	東亜建設工業㈱	取締役	技術研究所長
辻　清	〃		技術研究所　副所長
岸田　隆夫	〃		〃　土質研究室　室長
鈴木　耕司	〃		〃　〃
浅田　英幸	〃		〃　〃
布施　勝	前田建設工業㈱	土木本部	土木設計部長
本間　政幸	〃	〃	土木設計部　次長
大川　尚哉	〃	〃	〃　課長代理
石黒　健	〃	技術本部技術	研究所 第３Ｇｒ　課長代理
大竹　利幸	〃	土木本部	土木設計部　主任
藤原　敏光	五洋建設㈱	技術研究所	技術課長
林　健太郎	〃	技術研究所	課長代理
吉川　立一	〃	土木本部	土木設計部
大友　孝之	三信建設工業㈱	取締役	技術開発部　部長
大沢　一実	〃	技術開発部	課長
秋山　敏行	〃	第一事業部	課長
新坂　孝志	〃	技術開発部	主任
渡辺　将美	〃	第一事業部	主任
鈴木　吉夫	㈱竹中工務店	技術研究所	主幹研究員
塩見　忠彦	〃	〃	主任研究員
山田　弘道	〃	ニューフロンティアエンジニアリング本部	副部長
山本　光起	〃	〃	課長
石原　公明	ハザマ	土木本部	道路・造成統括部　部長
三原　正哉	〃	〃	技術設計部　課長
大橋　幹生	〃	〃	技術設計部　課長
中島　聡	〃	〃	道路・造成統括部
渦岡　良介	〃	〃	技術設計部
松下　清一	戸田建設㈱	土木技術開発室	プロジェクトマネージャー
光成　志明	〃	技術研究所	プロジェクトマネージャー
渡辺　稔	〃	土木技術開発室	プロジェクトチーム
柴田　靖	〃	土木技術開発室	プロジェクトチーム
◎磯田　知広	不動建設㈱	ジオ・エンジニアリング事業本部	開発部長
川上　高弘	〃	〃	営業統轄部　部長
山本　実	〃	〃	技術統轄部長
桑原　正彦	〃	〃	開発部第一開発室長
栗波　啓治	〃	〃	開発部第二開発室課長
原田　健二	〃	〃	技術統轄部技術管理室　課長

◎：幹事長

○：副幹事長

氏名	所属			
西林清茂	大林組	技術研究所	副所長	
松尾龍之	〃	〃	土木第一研究室	主任研究員
細谷芳巳	〃	土木技術本部	技術第四部	副部長
後藤洋三	〃	技術研究所	土木第五研究室	室長
伊藤浩二	〃	〃	〃	副主任研究員
田中紀和	〃	〃	〃	研究員
清水保明	鹿島建設㈱	土木設計本部	設計技術部	次長
奥津一夫	〃	〃	〃	課長
砂坂善雄	〃	〃	〃	課長代理
塩崎信久	〃	〃	〃	
林寛	〃	技術研究所	第2研究部	第1研究室長
神崎靖	㈱竹中土木	技術本部	本部長	
奥村良介	〃	〃	技術部	副部長
堀淳幸二	〃	〃	〃	課長
徳永幸彦	〃	工事本部	海洋技術部	係長
中村正博	㈱フジタ	技術研究所	土木研究部長	
斉藤悦郎	〃	〃	土木研究部	耐震グループリーダー
谷藤正樹	〃	土木本部	生産技術部	リーダー
岸下崇裕	〃	〃	〃	主任
福田直三	復建調査設計㈱	技術研究所	所長	
田尻宣夫	〃	〃	主任研究員	
藤井照久	〃	本社地質調査部	技師	
滝昌和	〃	高松支社	課長	
○佐伯光昭	日本技術開発㈱	土木本部		副本部長
真鍋進	〃	〃	地震防災部	課長
金聲漢	〃	〃	総合技術部	課長
濱野雅裕	〃	〃	地震防災部	課長補佐
片山猛	新日本製鐵㈱	建材開発技術部	部長代理	
河原繁夫	〃	〃	〃	
川端規之	〃	〃	〃	
原田典佳	〃	〃		
龍田昌毅	〃	鉄鋼研究所	鋼構造研究開発センター	主任研究員
中山裕章	〃	〃	〃	研究員
柳悦孝	〃	九州支店	掛長	
飯田毅	住友金属工業㈱	建設技術部	部長	
喜田浩	〃	〃	次長	
才村幸生	〃	〃	東京土木建材技術室	担当課長
田中宏征	〃	〃	土木技術研究室	研究員
下田正雄	小野田ケミコ㈱	技術・開発本部	取締役副本部長 兼 技術研究所長	
別所三千夫	〃	第一営業本部	技術設計部	副部長
竹田敏彦	〃	海外室	課長 兼 第一営業本部	技術設計部 課長
佐野昌明		技術・開発本部	技術研究所 兼 第一営業本部	技術設計部
藤井壮一	〃	技術・開発本部	技術研究所	
新越寿郎	〃	〃	〃	
池上正芳	〃	〃	〃	

第1章　研　究　目　的

第１章　研究目的

1995年1月に発生した兵庫県南部地震は、1923年関東大地震以来の、大都市部を襲った大規模地震であった。この地震は人命・資産に多大の被害をもたらしたが、建設省のみならず他の諸官庁、地方自治体、各種企業体において諸施設の耐震性の見直しを迫るものとなった。建設省においては、直後より、橋梁、河川堤防、下水道その他の各種の所管施設の耐震強化を図る方向で検討ないしは事業化が進められている。ここにおいて、実用的かつ合理的な液状化対策工法が求められており、本研究はまさにこれらのニーズに応えることが要請されている。本研究の当初目的は以下のとおりである。

我国の大都市の多くは、河川の河口部に堆積した軟弱な沖積低地やその延長に埋立てを行った地盤に位置している。一般に各種構造物の地震時被害は地盤の良否に大きく影響され、過去の被害地震において構造物被害は液状化性地盤において多くなっている。このような被害を軽減するための方策として以下のものが考えられる。

(1) ある施設が被害を受けたときに代替機能を果たす施設を整備する。

(2) 地震被害を生じないように構造的に補強を行う。

(3) 地盤を強化し軟弱地盤としての影響を軽減する。

近年の建設省の関連事業における上記(3)の耐震地盤対策の実施状況は以下のようであった。

・道路局、都市局では既設の道路構造物の震災点検を実施しているが、平成３年度の点検の中で軟弱地盤上の橋梁取付盛土の安定、並びに液状化性地盤中の共同溝の浮上りが点検されるようになっている。これらを受けて、今後、対策が実施されていくことになる。なお、この点検を先行的に実施した既設の共同溝並びに現在建設中の共同溝について、詳細に検討を行い矢板締切り工法による対策を実施した例がある。

・液状化の恐れのある地盤上に新設される道路盛土について地盤をサンドコンパクションパイルによる締固めにより安定化がはかられた例がある。

・河川堤防は大都市内部では既に一応の断面で建設されているが、いくつかの河川で耐震性の検討が行われ、ある河川では深層混合処理による既設堤防の対策が試験的に実施され始めた。

さらに、都市内において重要な公共施設は、建設省のみならず他の諸官庁、地方自治体、各種企業体によっても建設、管理され、各所において液状化対策の検討が行われている。

これらの検討事例から、次のような工法の開発が要請されている。

1)　従来の工法では施工が不可能な既設構造物直下の地盤改良に適用できる工法

2)　騒音、振動、隣接構造物への影響など施工上の制約がある新設・既設構造物に適用できる工法

3)　大規模な地盤造成を行う場合に比較的低コストで液状化対策が実施できる工法

また、合理的な工法選定を行うためには、改良仕様と改良範囲を決める設計条件と評価項目が各工法間で対応づけられている必要があり、これらの体系化の検討を既設工法も含めて行うことが求められている。特に、比較的生じる可能性の高い中規模の地震に対しては構造物の健全性が損なわれず、稀に生じる大規

模な地震に対しても構造物の安定と機能が損なわれないような大規模な変状の発生を阻止できることを目標として、二段階の地震レベルを想定した耐震設計法（本報告書においては「二段階耐震設計法」と称する）が重要な土木構造物において近年導入されつつあり、液状化性地盤上の構造物の耐震対策においても同設計法の採用が今後要求されることになるものと考えられる[1]。

これらを背景として、本共同研究で取り上げる研究課題と、それぞれの目的及び内容を以下に示す。

(A) 液状化対策工法の開発及び整備

上記1)～3)の条件を満たす新工法を開発するために、使用材料の選定、対策効果の認識とその評価法の検討、設計法の作成、試算検討、施工法の検討等を行う。また、合理的な工法選定を行うために、既存の工法の設計条件や評価項目の見通しを行い、設計法を整備する。具体的には以下の工法を対象とする。

(新工法)

・グラウト工法

・静的締固め工法

・深層混合処理工法

・鋼材を用いた対策工法

(既存工法)

・締固め工法

・ドレーン工法

(B) 道路盛土・堤防に対する液状化対策工法の開発

道路盛土、河川堤防のような盛土構造物が液状化性地盤上にある場合の耐震対策工法を開発するために、以下の検討を行う。

・耐震対策の基本方針に関する検討

・構造物の特性を考慮した必要対策範囲の評価法の検討

・対策工の設計を行うための地盤と構造物の動的挙動の予測手法の検討

・1)で開発、整備した各種対策工法の適用性の検討

(C) 線状地中構造物に対する液状化対策工法の開発

(D) 面状地中構造物に対する液状化対策工法の開発

共同溝、掘割道路のような線状地中構造物と、地下駐車場、下水処理場のような面状地中構造物を対象にして、(B)と同様な検討を行う。

(E) 液状化性地盤における広域的耐震地盤対策の開発

埋め立て地のように広範囲な軟弱地盤において、複数の構造物の耐震対策を一括して広域的に実施する工法を開発するために、以下の検討を行う。

・広域的耐震地盤対策の可能性に関する検討

・広域的耐震地盤対策の効果とその評価法の検討

・広域的な地盤調査手法の検討

(F) 液状化地盤の耐震対策技術マニュアルの作成

上記(A)～(E)の成果をもとに、二段階耐震設計法を前提とした設計・施工法の体系化に関する検討を行い、「液状化対策工法設計・施工マニュアル（案）」（共同研究報告書第186号）としてとりまとめた。

なお、本共同研究の名称は「軟弱地盤耐震対策工法に関する共同研究」であったが、6年度より「液状化対策工法の開発に関する共同研究」に変更した。

参考文献

1) 建設省土木研究所ほか：軟弱地盤耐震対策工法に関する共同研究報告書、共同研究報告書第91号、pp. 25～33、1993.

2) 建設省土木研究所ほか：液状化対策工法設計・施工マニュアル（案）、共同研究報告書第186号、1997.

第２章　研究体制および研究計画

第 2 章　研究体制および研究計画

2.1　研究体制

本共同研究の目的は第１章に述べたように広範囲となるため、目的に応じたグループ編成を行い、研究を遂行することとした。グループは目的の内容に沿った第一から第五の５つの研究グループとグループの成果のとりまとめとして各グループの代表で構成されるマニュアルワーキンググループの６グループとした。

グループ編成の特徴としていえることは、第一グループが個々の液状化対策工法の開発を目的としているのに対して、第二から第五グループが第一グループの成果を活用して、固有の構造物（盛土、地中構造物等）に対する液状化対策工法の開発を目的としている点である。

よって、研究グループの研究活動としては、第一グループの工法開発グループと第二～第五の構造物別対策工法グループがマトリックスとなって、共同で研究をして成果を挙げてゆくことが大きな特徴である。具体的には、図-2.1.1に示すように、構造物毎の各工法の設計法の構築を第一グループが担当し、第二～五グループは構造物毎の設計主要項目の設定、工法毎の必要検討項目の提示、各工法の適用性の評価、工法以外の一般的な部分も含めた最終的な設計法のとりまとめを担当する。なお、これらのやりとりは、第二～五グループに参加している第一グループのメンバーを通して行う。また、マニュアルワーキンググループは平成５年度より素案の作成、各グループへの検討項目の提示、試算項目の指示などの作業を始め、平成７年度にはマニュアル暫定版を作成した。最終年度には、液状化対策工法に関する設計・施工マニュアルを作成する。

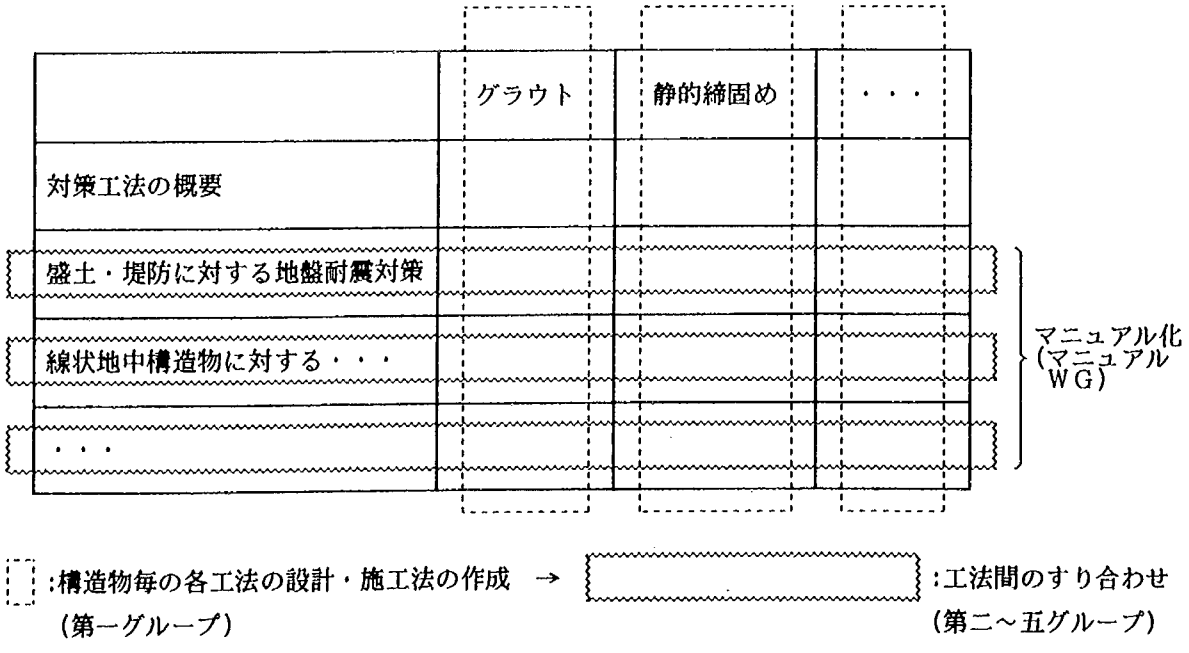


図-2.1.1　研究活動のイメージ

研究遂行にあたっての調整は、各研究グループに幹事会社を定め、内容に応じて以下の会議の中で行うこととした。

会議名称	主催者	参加者	開催回数
全体会議	土木研究所	参加各社	2回／年
幹事会	幹事長	グループ幹事	4回／年
グループ会	グループ幹事	グループメンバー	1回／月

各グループ毎の研究実施項目と担当民間各社を一覧にとりまとめたのが表-2.1.1である。

2.2 研究計画

5年間にわたる（平成4年から8年）予定の本共同研究の研究目的を達成するために、第一～第五グループにおいて検討したグループごとの研究項目および全体研究工程を示したのが表-2.2.1～表-2.2.10である。

これによると、第一の工法開発グループと第二から第五の構造物対策グループともに第3年度の平成6年までに具体的な項目の実験・解析の大半を実施し、後2年間で設計法の構築・マニュアル等のとりまとめを行う計画となっていたが、工法により進捗に差が出るものもあった。

なお、すべてのグループに共通な二段階耐震設計法についての検討はグループ全体で実施し、地中構造物としての共通性から第三・第四グループは共同で活動した。

（不動建設）

表-2.1.1　研究開発のための体制表

研究グループ	担当会社	「1．研究目的」との対応
第一グループ　軟弱地盤耐震対策工法の開発及び整備に関する研究 開工発法 ┌ グラウト工法の開発 　　├ 静的締固め工法の開発 　　├ 深層混合処理工法の開発 　　└ 鋼材を用いた軟弱地盤対策工法の開発 整工備法 ┌ 締固め工法の整備 　　└ ドレーン工法の整備	戸田建設、小野田ケミコ、三信建設 竹中工務店、竹中土木、○不動建設、大林組 住友金属、新日鉄、間組、前田建設 東亜建設、五洋建設	(A)軟弱地盤耐震対策工法の開発および整備
第二グループ　盛土・堤防に対する軟弱地盤耐震対策工法の開発に関する研究 ┌ 盛土構造物に対する軟弱地盤耐震対策工の基本方針に関する研究 ├ 必要改良範囲の評価に関する研究 ├ 対策工設計のための地盤及び構造物の動的挙動の予測に関する研究 └ 軟弱地盤耐震対策工設計法の適用に関する研究	復建調査設計、*不動建設、*○間組、 *小野田ケミコ、*三信建設、*竹中工務店、 *竹中土木、*大林組、*住友金属 *新日鉄、*前田建設 *東亜建設、*五洋建設、*戸田建設	(B)盛土・堤防に対する軟弱地盤耐震対策工法の開発
第三グループ　線状地中構造物に対する軟弱地盤耐震対策工法の開発に関する研究 ┌ 線状地中構造物に対する軟弱地盤耐震対策工の基本方針に関する研究 ├ 必要改良範囲の評価に関する研究 ├ 対策工設計のための地盤及び構造物の動的挙動の予測に関する研究 └ 軟弱地盤耐震対策工設計法の適用に関する研究	○日本技術開発、フジタ、鹿島建設 *小野田ケミコ、*三信建設、*竹中工務店、 *竹中土木、*不動建設、*大林組、*住友金属 *新日鉄、*間組、*前田建設 *東亜建設、*五洋建設、*戸田建設	(C)線状地中構造物に対する軟弱地盤耐震対策工法の開発
第四グループ　面状地中構造物に対する軟弱地盤耐震対策工法の開発に関する研究 ┌ 面状地中構造物に対する軟弱地盤耐震対策工の基本方針に関する研究 ├ 必要改良範囲の評価に関する研究 ├ 対策工設計のための地盤及び構造物の動的挙動の予測に関する研究 └ 軟弱地盤耐震対策工設計法の適用に関する研究	日本技術開発、*五洋建設、*○竹中工務店 *戸田建設、*小野田ケミコ、*三信建設 *竹中土木、*不動建設、*大林組、*住友金属 *新日鉄、*間組、*前田建設 *東亜建設、	(D)面状地中構造物に対する軟弱地盤耐震対策工法の開発
第五グループ　軟弱地盤における広域的軟弱地盤対策の開発に関する研究 ┌ 広域地盤耐震対策の可能性に関する研究 ├ 対策工効果の予測に関する研究 └ 耐震地盤改良のための地盤評価手法に関する研究	○鹿島建設、*大林組、*竹中土木、 *竹中工務店、*戸田建設、*小野田ケミコ *不動建設、*住友金属、*新日鉄、*間組 *前田建設、*東亜建設、*五洋建設、*三信建設	(E)軟弱地盤における広域的耐震地盤対策の開発
マニュアル作成WG ┌ 軟弱地盤耐震対策工設計の基本方針の作成 └ マニュアル作成	○日本技術開発、不動建設、復建調査設計、 フジタ、五洋建設、鹿島建設	(F)軟弱地盤の耐震対策技術マニュアルの作成

○印はグループ幹事　　*印は第一グループから第二～五グループへの参加会社

表-2.1.1　第一グループ研究項目および内容

研　究　項　目	研　究　内　容
（1）グラウト工法の開発	1．工法適用適正範囲の調査 ①地盤条件、②適用構造物の構造・形状、③注入方法の選定 2．開発研究 ・注入材料の特性試験 ・大型土層注入実験 ・現場注入実験 3．マニュアルの作成
（2）静的締固め工法の開発	(2)-1 ｺﾝﾊﾟｸｼｮﾝｸﾞﾗｳﾁﾝｸﾞ工法 1．資料収集及び分析 2．実大実験 ①形状把握試験、②締固め度測定試験 3．近接構造物への影響度の研究 4．設計法、評価法、施工管理手法の作成 5．適用条件の整理 6．マニュアルの作成
	(2)-2 特殊石灰パイル工法 1．効果の検証 ①配合実験、②土槽実験 2．効果の現地調査法（土槽実験） 3．必要改良範囲の実験・解析的検討（模型振動台実験） 4．設計方法の検討 5．マニュアルの作成
（3）深層混合処理工法の開発	1．既設計法の問題点の検討 ①既設構造物、②新設構造物 2．新設構造物に対する利用上の課題検討 ①盛土構造物、②線状構造物、③面状構造物 3．1．2．以外の新たな課題検討(例えば土留め兼用ﾀｲﾌﾟ) 4．施工法の検討 5．マニュアルの作成
（4）鋼材を用いた軟弱地盤対策工法の開発	1．排水効果を考慮した鋼材の新使用法の検討 ①鋼材の適正配置法、②他工法との効果的併用法 2．地中構造物への適用法 3．盛土・堤防への適用法 4．杭基礎構造物への適用法 5．マニュアルの作成
（5）締固め工法の整備	1．既存技術の整理と問題点の抽出 ①ｻﾝﾄﾞｺﾝﾊﾟｸｼｮﾝﾊﾟｲﾙ工法（ＳＣＰ工法） ②ﾛｯﾄﾞｺﾝﾊﾟｸｼｮﾝ工法 ③ﾊﾞｲﾌﾞﾛﾌﾛｰﾃｰｼｮﾝ工法 ④重錘落下工法(動圧密工法)、⑤表層締固め工法 2．各種構造物への適用についての留意点のとりまとめ 3．マニュアルの作成
（6）ドレーン工法の整備	1．既存技術の整理と問題点の抽出 ①自然材料を用いた工法、②人工材料を用いた工法 ③構造物をドレーンで巻き立てる工法 2．各種構造物への適用についての留意点のとりまとめ 3．マニュアルの作成

表-2.2.2(1)　第一グループの研究実施工程（その1；開発工法）

項目 ＼ 実施年度と担当		平成4年度	平成5年度	平成6年度	平成7年度	平成8年度
研究計画立案		―				
(1) グラウト工法の開発	工法適用適正範囲の調査	―			―	
	開発研究 注入材料の時性試験	―	―	―	―	―
	開発研究 大型土槽注入実験		―	―		
	開発研究 現場注入実験			―	------	
	マニュアルの作成				―	―
(2)-1 コンパクショングラウチング工法の開発	資料収集及び分析	―				
	実大実験（形状把握試験、締固め度測定試験）	―	―			
	近接構造物への影響度の研究		―	―		
	設計法、評価法、施工管理手法の作成		―	―		
	適用条件の整理			―		
	マニュアルの作成				―	―
(2)-2 特殊石炭パイル工法の開発	効果の検証（配合実験、土槽実験）	―	―	―		
	効果の現地調査法（土槽実験）		―	―		
	必要改良範囲の実験・解析的研究（模型振動台実験）			―		
	設計方法の検討		―	―		
	マニュアルの作成				―	―
(3) 深層混合処理工法の開発	既設計法の問題点の検討	―				
	新設構造物に対する利用上の課題検討	―	―	―		
	新規適用分野における検討	―	―	―		
	施工法の検討	―	―	―		
	マニュアルの作成	―	―	―	―	―
(4) 鋼材を用いた軟弱地盤対策工法の開発	排水効果を考慮した鋼材の新使用法の検討	―	―			
	地中構造物への適用法	―	―			
	盛土・堤防への適用法		―	―		
	杭基礎構造物への適用法			―		
	マニュアルの作成			―	―	―

表-2.2.2(2)　第一グループの研究実施工程（その2；整備工法）

項目	実施年度と担当	平成4年度	平成5年度	平成6年度	平成7年度	平成8年度
(5) 締固め工法の整備	既存技術の整理と問題点の抽出	——……				
	各種構造物への適用上の留意点の検討	——……				
	研究課題の設定	——				
	技術課題の検討		——	——		
	マニュアルの作成				——	——
(6) ドレーン工法の整備	既存技術の整理・問題点の抽出	——				
	構造物への適用上の留意点の検討	——				
	研究課題の設定	——				
	技術課題への検討		——	——		
	マニュアルの作成				——	——

表-2.2.3　第二グループ研究項目および内容

研　究　項　目	研　究　内　容
（1）盛土・堤防に対する軟弱地盤耐震対策工の基本方針に関する研究	①各耐震対策工法の盛土・堤防に対する適用性・問題点の整理と課題の抽出 ②盛土・堤防を対象とした耐震地盤対策技術マニュアルの目次項目および内容骨子の検討・提案 ③盛土・堤防に対する耐震設計の基本方針の検討・提案（設計地震動、安定性の水準等）
（2）必要改良範囲の評価に関する研究	①改良地盤の物性値の評価 ②動的解析等による改良範囲と改良効果の検討 ③改良範囲の合理的な設定法の提案
（3）対策工設計のための地盤および構造物動的挙動の予測に関する研究	①間隙水圧・地盤変形等を算出のための動的解析法の検討・提案 ②被害の分類・パターン化と被害形態の数値解析的評価 ③対策工を含めた地盤および構造物の動的挙動に関する解析 ④時刻歴を考慮した設計荷重の組合わせの検討
（4）盛土体の耐震補強としてのｼﾞｵﾃｷｽﾀｲﾙの適用性に関する研究	①補強効果に関する数値解析による検討 ②合理的な設計法の検討
（5）簡易設計法の開発に関する研究	①盛土・堤防を対象とした各耐震対策工法の簡易設計法の検討・提案
（6）軟弱地盤耐震対策工法の適用性に関する研究	①盛土・堤防を対象に、各耐震対策工法を用いた試設計による実施可能性の検討および適用性の比較検討 ②現地状況、新設、既設別の工法選定のための評価ﾏﾄﾘｯｸｽの提案
（7）耐震地盤対策技術ﾏﾆｭｱﾙの作成	①盛土・堤防を対象とした耐震地盤対策技術ﾏﾆｭｱﾙ(案)の検討・提案

表-2.2.4　第二グループの研究実施工程

項目 ＼ 実施年度		平成４年度	平成５年度	平成６年度	平成７年度	平成８年度
研究計画立案		―				
関連資料調査		――				
(1)	各種工法の適用性・問題点の整理と課題の抽出	――				
	耐震地盤対策技術マニュアルの目次項目および内容骨子の検討・提案	――				
	耐震設計の基本方針の検討・提案	――	―		―	
(2)	改良地盤の物性値の評価	――	――	――		
	動的解析等による改良範囲と改良効果の検討		――	――		
	改良範囲の合理的な設定法の提案		――	――		
(3)	動的解析法の検討・提案	――				
	被害の分類・パターン化と被害形態の数値解析的評価	――				
	対策工を含めた動的挙動に関する解析		――	――		
	時刻歴を考慮した設計荷重の組合わせの検討		――	――		
(4)	補強効果に関する数値解析による検討			――		
	合理的な設計法の検討			――		
(5)	各耐震対策工法の簡易設計法の検討・提案		――	――	――	
(6)	各耐震対策工法の試設計による実施可能性の検討および適用性の比較検討		――	――	――	
	工法選定のための評価マトリックスの提案				―	
(7)	耐震地盤対策技術マニュアル（案）の検討・提案				――	――

表-2.2.5　第三グループ研究項目および内容

研　究　項　目	研　究　内　容
（１）　線状地中構造物に適用する耐震対策工法の耐震設計法基本方針、体系に関する研究	２段階設計地震入力を規定することを前提に下記の項目を対象に研究を行う。 ①線状地中構造物を対象にした震後の確保目標および構造上の限界状態および耐震対策工法に要求される安全性の水準の明確化→基本方針の検討、提案 ②各種対策工法に適用する耐震計算法 － モデル、手法、条件などの骨子の検討、提案 ③耐震設計マニュアルの目次項目および内容骨子の検討、提案
（２）　液状化地盤内に位置する線状地中構造物の縦断方向の挙動に関する研究	①液状化過程までを考慮した縦断方向の地盤変形と構造物の応力算出のための動的解析手法の提案 ②被害の分類、パターン化と被害を生じる典型的地盤のモデル化および液状化地盤中の線状構造物の動的挙動の数値解析的評価 ③パラメトッリクスタディ（例：改良範囲等）による対策工法の数値実験 ④上記の①～③の検証のための模型振動実験 ⑤実用設計法の提案
（３）　地盤改良の必要範囲の合理的設定法に関する研究	①工法と改良地盤物性値の相関性分析 ②半地下・地中線状構造物の周辺地盤を深度、幅をパラメータとして地盤改良した模型振動実験および解析法の妥当性検討 ③半地下・地中線状構造物に対する動的解析の実施と地盤安定に必要な改良範囲の設定
（４）　線状地中構造物に適用する地盤改良および構造対処による耐震対策工法の耐震計算法に関する研究	①既設、新設の線状地中構造物を対象とする地盤改良および構造対処による液状化対策を含む適用事例、設計手法、条件の調査 ②地盤改良の耐震計算法の開発 ③鋼矢板および杭、地下連続壁を用いた耐震対策工法の耐震計算法の開発 ④上記工法を用いた試設計による実施可能性の検証および適用性の比較検討
（５）　耐震地盤対策技術マニュアルの作成	①現地状況、新設、既設別の工法選定のための評価マトリックスの提案 ②地盤改良および構造物対処による耐震対策工法の設計マニュアルの作成 ③試設計例、参考資料のとりまとめ

表-2.2.6　第三グループの研究実施工程

項目	実施年度	平成４年度	平成５年度	平成６年度	平成７年度	平成８年度
研究計画立案		―				
関連資料調査		―				
(1)	耐震設計マニュアルの目次事項、内容骨子の検討、提案	―				
	耐震設計の基本方針の検討、提案	―				
	各種対策工法に適用する耐震計算法の骨子の検討、提案	―				
(2)	液状化過程までを考慮した縦断方向の動的解析手法の提案	―				
	動的挙動の数値解析的評価	―	―			
	対策工効果検証のためのパラメトッリクスタディ		―	―		
	模型振動実験による検証			―		
	実用設計法の提案			―		
(3)	工法と改良地盤物性値との相関性分析	―				
	模型振動実験と動的解析法の妥当性の検証	―	―			
	動的解析による地盤改良の必要範囲の検証		―	―		
	改良範囲の合理的設定法の提案			―		
(4)および(5)	地盤改良による耐震対策工法の設計法の検討		―	―		
	構造物による耐震対策工法の設計法の検討		―	―		
	設計マニュアル原案のとりまとめ			―		
	試設計による実施可能性の検証および適用性の比較検討				―	
	対策工法選定のための評価マトリック.スの提案				―	
	設計マニュアル、参考資料とりまとめ				―	

表-2.2.7　第四グループ研究項目および内容

研　究　項　目	研　究　内　容
（1）　面状構造物の耐震問題と耐震対策にあたっての基本方針に関する研究	面状地中構造物の明確化を検討する。 ①線状地中構造物との相違点および類似点を明らかにしつつ、以下の項目に着目して、面状地中構造物の特徴を調査する。 ・面状＝寸法、形状、剛性 ・地中＝埋設深さ、基礎形式、地盤条件 ・存立条件＝機能、地形、場所、地上景観 ・設計コード（構造物別） ②面状地中構造物の具体例として、地中駐車場あるいは地下下水処理施設について調査する。
	軟弱地盤に建設されるときの耐震問題の明確化を検討する。 ①構造物の存立条件から設定される軟弱地盤の特徴を明らかにする。 ②面状地中構造物の軟弱地盤における耐震問題を、設計基準に準ずる形で明確にする。それには以下の項目に着目する。 ・入力地震動（二段階設計地震入力） ・構造物の耐震性（構造、収容物） ・周辺地盤の耐震性（液状化、増幅作用） ・面状構造物の耐震問題上の特徴（線状構造物との相違点および類似点） ・地盤と構造物の相互作用（挙動の把握）
（2）　耐震対策方法の具体的方策に関する研究	軟弱地盤に建設される面状地中構造物の耐震問題への対策工法の対応方法の検討を以下の項目について行う。 ①取扱う対象を限定するため、面状地中構造物の耐震問題を選定する。 ②選定された耐震問題への対策工法とその対応方法について、施工法・設計方法・試設計・設計資料を検討する。
	軟弱地盤、面状地中構造物（構造、内容物）および耐震問題の三つを対策工法とその対応方法の評価・順位付けの選定の方法の検討する。
（3）　耐震対策方法の具体的方策の評価・選定方法に関する研究	軟弱地盤に建設される面状地中構造物の耐震問題に対する耐震対策工法およびその適用方法に関して、評価方法および順位付けの方法について検討する。
（4）　耐震地盤対策工法技術マニュアルの作成	①面状地中構造物の耐震地盤対策工法についてのマニュアルを作成する ②試設計例の作成 ③設計資料のとりまとめ

表-2.8.8　第四グループの研究実施工程

項目 ＼ 実施年度		平成４年度	平成５年度	平成６年度	平成７年度	平成８年度
研究計画立案		―				
(1)	面状構造物の特性の調査	―				
	面状構造物の設計コードの調査	―				
	軟弱地盤での耐震問題の明確化	―				
(2)	軟弱地盤での耐震問題の選定		―			
	耐震対策工法とそれによる対応方法の検討		―			
	耐震問題の検討（数値実験および模型実験の計画と実施）		―	―		
	対策工法の設計方法の検討と提案		―	―		
(3)	対策工法の設計方法のレベルの検討と評価			―	―	
	対策工法の適用性の評価方法の検討			―	―	
(4)	マニュアルの作成				―	―

表-2.2.9　第五グループ研究項目および内容

研　究　項　目	研　究　内　容
（１）　広域的耐震地盤対策工法の開発基本方針、および実施計画の策定	大都市地域の軟弱地盤耐震対策として、ここでは多種多様な構造物を含んだ広域的な地域を対象とした対策工法に関する研究の基本方針を策定する。 ①検討対象の設定（広域の定義づけ） ②対策レベルの検討（どの程度まで対策するか） ③広域的に適用できる対策工法の提案、調査、絞り込み ④必要な実験、解析法の検討 ⑤研究実施計画の策定
（２）　広域的耐震地盤対策工法開発のための基本調査	広域的耐震地盤対策のための基本調査を行う ①軟弱地盤の震害事例の調査 ②大都市地域の地震危険度マップ（液状化等）の調査 ③広域的地盤（事例）調査法の調査 ④広域的地盤対策工法の適用事例の調査 ⑤広域的地盤対策工法の法規上の問題点調査
（３）　広域的耐震地盤対策工法の効果に関する研究	上記で絞り込んだ広域的耐震地盤対策に関し、その効果の程度を確認するための実験的、解析的検討を行う、 ①震害事例による地盤条件との関連性調査と分析 ②実験による効果の確認 ・室内実験 ・模型実験 ③解析による効果の検証 ・動的解析など
（４）　広域的耐震地盤対策工法の周辺への影響評価に関する研究	広域的耐震地盤対策を実施した場合に周辺区域に与える影響について検討する ①周辺に与える影響およびその要因の検討 ②対策範囲の検討 ③対策レベルと影響範囲との関連
（５）広域的耐震地盤対策工法の施工法に関する研究	広域的に対策するための合理的、経済的な施工法を検討する。 例えば、地下遮水壁や地下水管理システムなどの検討 地下水位確認のための広域的地盤調査法の検討
（６）　耐震地盤対策技術マニュアルの作成	①地域の状況に合わせた対策工法選定法 ②耐震地盤対策工法の設計法のまとめ ③試算例の作成

表-2.2.10　第五グループの研究実施工程

項目 ＼ 実施年度と担当		平成４年度	平成５年度	平成６年度	平成７年度	平成８年度
研究計画立案		―				
研究実施計画の立案		―				
(1)	検討対策の設定（広域の定義づけ）および対策レベルの検討	―				
	広域的対策工法の絞り込み	―				
	必要な実験・解析の検討	―				
(2)	軟弱地盤震害事例の調査・分析	―				
	大都市域の地震危険度マップの調査	―				
	広域的地盤調査法の調査	―				
	広域的対策工法の適用事例調査および法規上の問題点調査	―				
(3)	震害事例による対策効果の検討		―			
	実験的検討		―	―		
	解析的検討		―		―	
(4)	周辺への影響評価法の検討		―	―	―	
	対策範囲の検討		―	―	―	
	対策レベルと影響範囲の検討				―	
(5)	合理的・経済的施工法の検討		―	―	―	―
	広域的地盤調査法の検討					
(6)	設計マニュアル骨子（案）の作成		―		―	
	設計マニュアルの作成			----	----	―
	試設計の作成				―	―

第３章　液状化対策工法の開発および整備に関する研究成果

第３章　液状化対策工法の開発および整備に関する研究成果

3.1　今年度の研究の概要

3.1.1　研究目的

液状化現象の研究が進められ、巨大地震の履歴により、締固め工法の有効性などが報告され[1]、最近では、多くの対策工法の適用がなされるようになってきている。

しかし、その適用性や施工性については十分明らかにはなっていないと考えられる。また、都市内の多様な条件をもつ諸構造物のすべてに適用できる対策工法が整備されている状況にはない。

そこで、既往の液状化対策工法の整備を行うとともに、各種の条件下で適用可能な新しい液状化対策工法の実用的な設計方法、施工方法の開発を行なうことを本研究の目的とした。

3.1.2　研究概要

(1) 研究実施項目の概要

研究を進めるにあたり、液状化対策工法として新しく開発する開発工法と、既往の工法についてその設計法を整備することを目的とする整備工法に大別し、各工法ごとに研究を進めることとしている。

本研究では開発工法５工法、整備工法２工法を取り上げている。

開発工法：
- グラウト工法
- 静的締固め工法
  - ・コンパクショングラウチング工法
  - ・特殊石灰パイル工法
- 深層混合処理工法
- 鋼材を用いた工法

整備工法：
- 締固め工法
- ドレーン工法

研究のフローを図-3.1.1に示す。図中の左側には実施予定時期を示した。具体的には、開発工法にあっては、工法により進捗状況が異なるが、平成４、平成５年度には既往の知見の整理を行うとともに、改良効果を把握のための振動実験などを実施した。平成６年度には対策効果の検証をさらにおし進めるとともに、実用的な設計法の試案を作成した。平成７年度には、これらの成果を液状化対策工法の設計法・施工法（案）としてとりまとめ、マニュアル暫定版を作成した。また、整備工法にあっては、平成５年度には

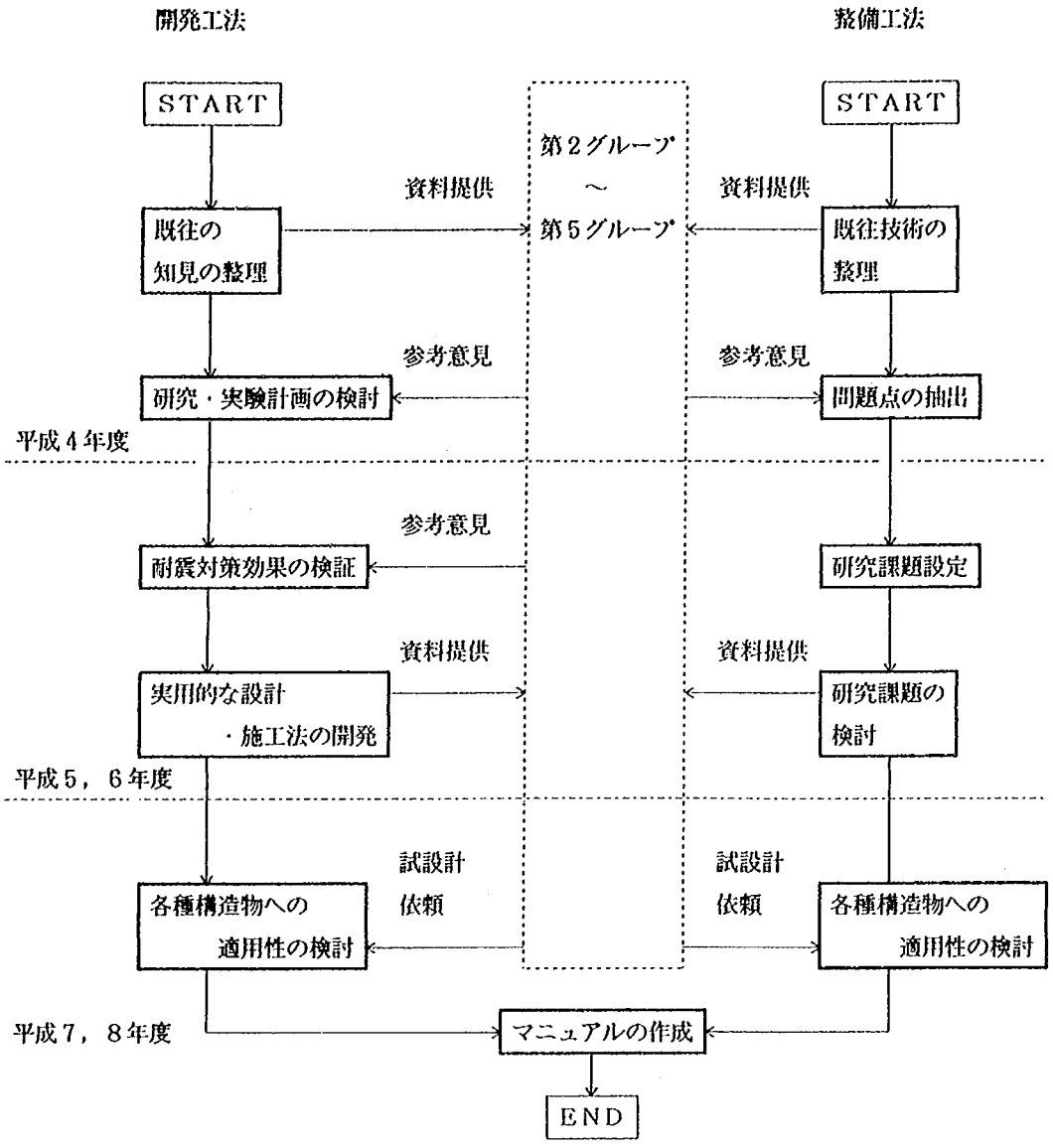


図-3.1.1　研究のフロー

既存技術の整理を行い、平成６年度、７年度には、特に、強震時の改良効果について地震後の改良地盤の調査や永久変形解析を実施して、改良地盤の強震時の挙動を検討し、強震時簡易設計法の検討を行なった。これらの成果を開発工法と同様にマニュアル暫定版にとりまとめた。平成８年度は平成８年度の研究成果と平成７年度に作成したマニュアル暫定版をもとに、盛土構造物、地中構造物に対する液状化対策工法の設計・施工マニュアルを作成する。各工法ごとの平成８年度の研究内容と具体的実施項目を対比して表-3.1.1に示した。研究実施項目の詳細は3.2～3.8に報告されている。この他、3.9に杭基礎の設計法と題して杭基礎構造物に関する基礎的研究が含まれる。

なお、マニュアル暫定版を作成するにあたり、以下に示すように対策工法の設計上の分類（（）内に該当する工法を明記）、対策工法の適用上考慮すべき事項の抽出、近接施工での対処方法の検討なども実施した。

表-3.1.1　平成８年度研究実施項目一覧表

工法	研究内容	具体的実施項目
1．グラウト工法	超微粒子注入材の 三次元浸透特性・固結 形状の確認	・室内三次元注入実験 材料配合の設定 注入実験による注入範囲に及ぼす 地盤条件、施工条件の検討 注入後の改良形状の確認
2－1　コンパクション グラウチング工法	注入材の材料試験 実施工データ収集 設計法・評価法の確認	・配合別材料の注入可能性試験 ・施工時の土圧変化の測定 ・実施工による改良前後の杭間地盤改良効果 の検証
2－2　特殊石灰 パイル工法	効果の検証 設計法の検討	・長期安定性、パイル強度増加と固化反応 ・累積損傷度理論による 振動台実験結果の解析 ・設計法の検討 土圧増加を考慮した簡易設計法の検討
3．深層混合処理工法	設計法の検討	・試設計による既往設計法の問題抽出 および改善方法の検討 ・変形解析方法の検討
4．鋼材を用いた 対策工法	構造物への適用法 の検討	・盛土構造物への適用性検討 振動台模型実験および数値解析による 対策効果の確認、設計法の検討
5．締固め工法	設計法の検討	・締固め境界の損傷領域に関する検討 非定常浸透流解析 ・阪神大震災の事例収集
6．ドレーン工法	強震の挙動の検討 設計法の検討	・強震時改良効果の実証事例の調査 ・改良地盤のＮ値の増加状況 ・砂地盤の液状化強度曲線
7．杭基礎	設計法の検討	・振動台模型実験および遠心載荷実験による 液状化時の杭の挙動に関する検討

・地盤系設計法（締固め工法、静的締固め工法（特殊石灰パイル工法、コンパクショングラウチング工法）、ドレーン工法）

地盤系設計法では、無対策領域および対策領域の過剰間隙水圧比を用いて、構造物の安定の検討を行う。過剰間隙水圧の算定には、液状化判定用震度を用いる。

・構造系設計法（深層混合処理工法、グラウト工法、鋼材を用いた工法）

構造系設計法では、対策を実施した構造体自体の外的安定、内的安定を照査するとともに、無対策領域内の過剰間隙水圧比および構造体の仕様を用いて全体の安定を検討する。構造体の外的安定、内的安定の照査には、慣性力用震度を用い、過剰間隙水圧の算定には液状化判定用震度を用いる。

（不動建設）

参考文献

1) Yasuda, S., Ishihara, K., Harada, K. and Shinkawa, N.: Effect of Soil Improvement on Ground Subsidence due to Liquefaction, Soils and Foundations., Special Issue, pp. 99-107, 1996.

3.2 グラウト工法の設計・施工法の検討

3.2.1 研究概要

平成4年度～7年度の研究において、恒久性・浸透性に優れた注入材である超微粒子セメントを用いて、細砂地盤を想定した室内試験による一次元注入実験[1]（固結長，強度）、土槽実験[2]（固結範囲，固結形状）を行い、広範囲に効率よく注入するための注入条件として水セメント比と分散剤の効果、注入材の浸透特性に及ぼす地盤特性（粒径，密度，透水係数）の影響及び固結体の長期耐久性について検討を行ってきた。

平成8年度は、超微粒子セメント注入材を用いたグラウト工法による実地盤での三次元的浸透特性・固結形状を確認し、効率的な施工を行うための注入量と改良範囲、改良強度、注入孔ピッチの設定等について検討した結果を以下に報告する。

3.2.2 事前調査

現場施工実験に先立ち原地盤の性状を把握するため事前調査を行った。

実験現場の土質状況を確認するため、No.事前－1，2付近の標準貫入試験併用の機械ボーリング、現場透水試験、乱さない試料採取および室内土質試験を実施した。試験工事における改良範囲は、GL-2.0m～-5.0m付近である。土質調査位置を図－3.2.1に示す。

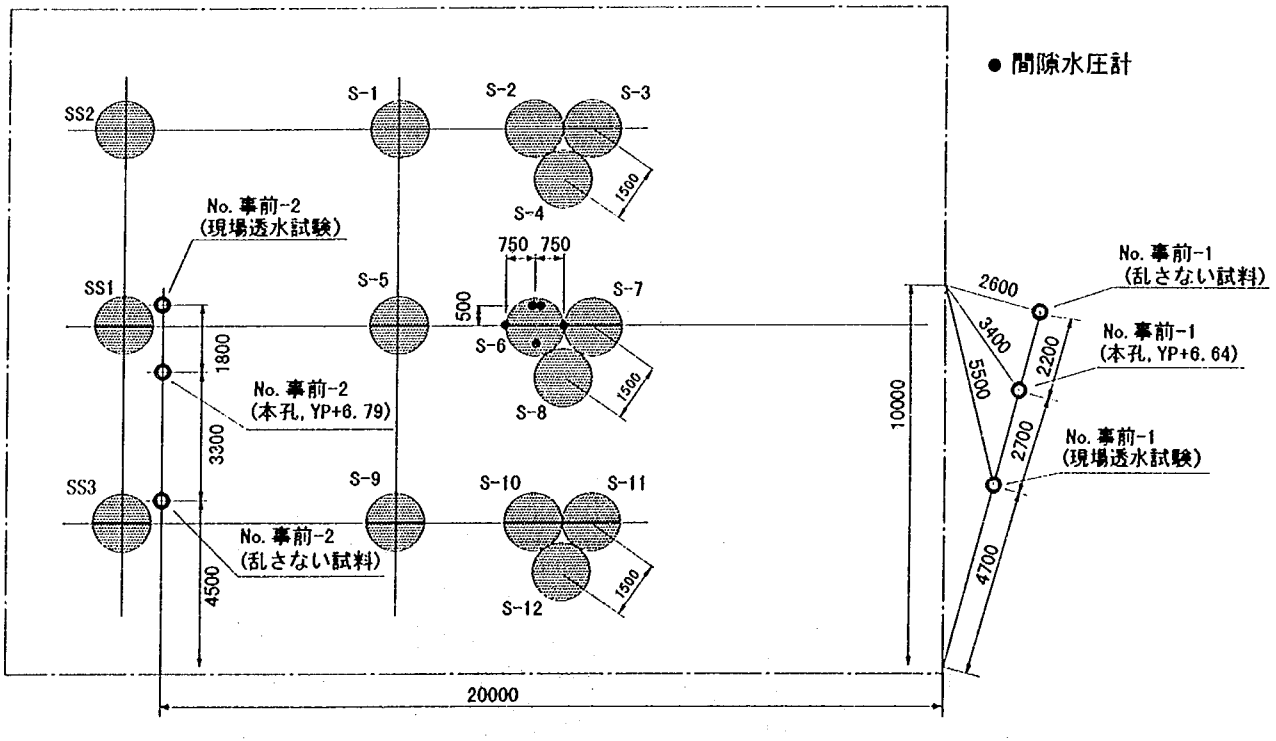


図-3.2.1 土質調査位置

(1) 土質調査

調査ボーリング結果から得られたNo.事前-1，2付近の土層断面想定図を図-3.2.2および事前－1，2の粒度分布を図-3.2.3、3.2.4に示す。また、事前に採取したサンプリング試料の室内土質結果を表-3.2.1に示す。

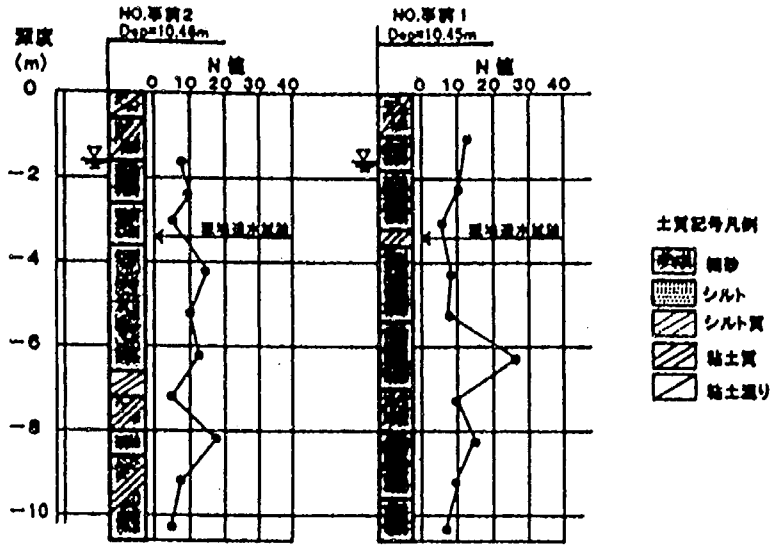


図-3.2.2　土質柱状図

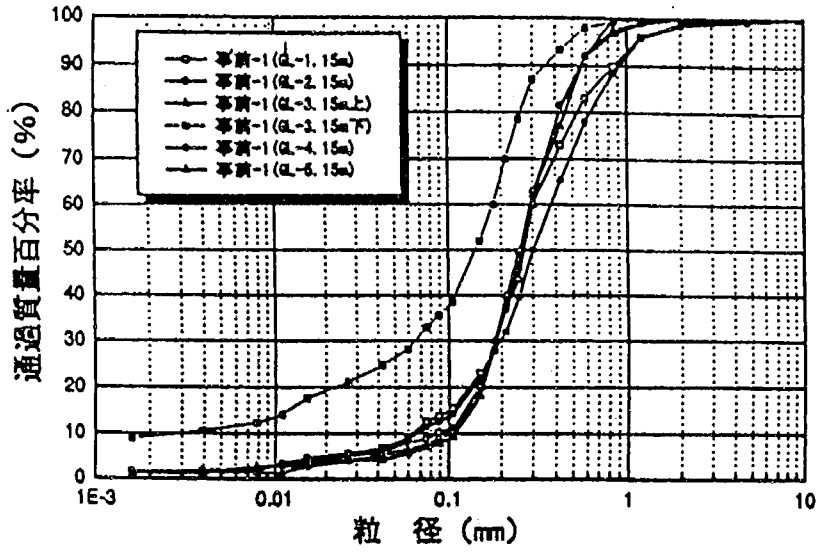


図-3.2.3　事前－1の粒度分布

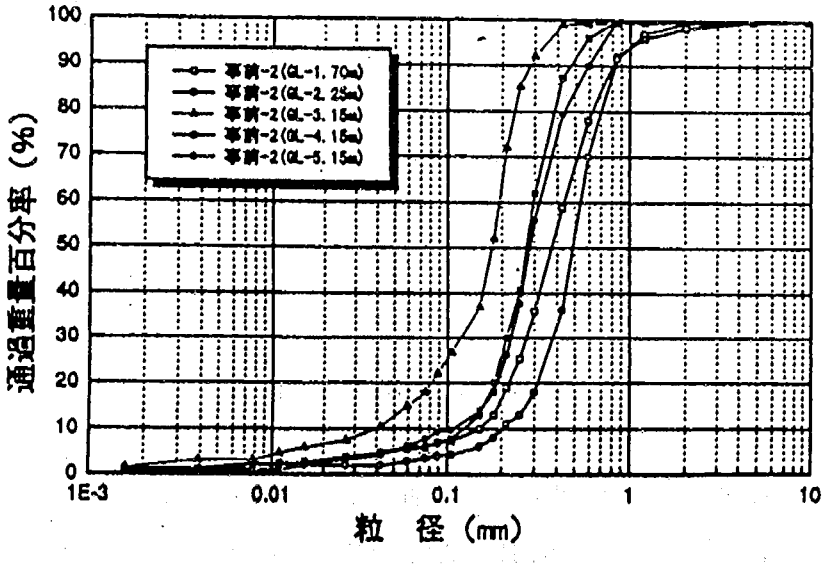


図-3.2.4　事前－2の粒度分布

表-3.2.1　室内土質結果

試料番号		事前－1						事前－2				
深度 (m)		1.15	2.15	3.15(U)	3.15(L)	4.15	5.15	1.70	2.25	3.15	4.15	5.15
一般	土粒子の密度 pa g/cm²	2.719	2.732	2.729	2.673	2.704	2.682	2.710	2.742	2.753	2.745	2.764
	自然含水比 Ws %	21.84	25.17	29.75	32.46	23.67	29.29	26.41	21.70	33.30	28.61	27.89
粒度	分 2～75mm %	1.0	0.0	0.2	0.0	1.5	0.0	1.7	0.5	0.6	0.1	0.0
	砂分 75mm～2mm %	86.4	91.3	92.2	67.1	87.1	92.9	92.1	96.0	81.4	94.2	92.3
	シルト分 5～75μm	11.2	6.7	6.2	21.8	9.6	5.2	4.5	2.5	15.0	4.4	6.2
	粘土分 5μm未満 %	1.4	2.0	1.4	11.1	1.8	1.9	1.7	1.0	3.0	1.3	1.5
分類	分類名	シルト混砂	シルト混砂	シルト混砂	シルト質砂	シルト混砂	シルト混砂	シルト混砂	砂	シルト混砂	シルト混砂	シルト混砂
	分類記号	S-M	S-M	S-M	SM	S-M	S-M	S-M	S-M	SP	S-M	S-M

1)　土粒子の密度

表-3.2.1より、事前－1,2の土粒子の密度は2.67～2.76g/cm³の間でほぼ平均的な値を示しており、有機物、金属分の混入はないと判断される。

2)　自然含水比

表-3.2.1より、事前－1,2の自然含水比は21.7～33.3%の間に分布しており、極端に突出した値を持つものは認められない。

表-3.2.2　湿潤密度

ボーリングNo.	測定深度 (GL-m)	湿潤密度 (g/cm³)
事前－1	2.00～3.00	1.883
	3.00～4.00	1.866
事前－1	2.00～3.00	1.900
	3.00～3.80	1.756

3)　乱さない試料採取

湿潤密度測定のため、乱さない試料を採取した。試験結果を表-3.2.2に示す。測定された湿潤密度は標準的な砂質土の範囲(1.6～2.0g/cm3)におさまっている。

4)　粒度分布

事前－1では、細粒分7～12%（グラウタビリティー比 $GR=D_{15}/G_{85}=13～17$）含むほぼ均一なシルト混じり砂である。GL-3.15m付近には、細粒分32.9%（シルト分21.8%）のシルト質砂（GR=1.6<11 注入不可）が一部挟在している。全体的には、ほぼ均一な砂質土である。平均粒径D_{50}は、GL-3.15m付近を除いて、0.25～0.3mmとほぼ一致している。

事前－2では、細粒分3.5～7.7%（$GR=D_{15}/G_{85}=19～33$）含むほぼ均一なシルト混じり砂である。GL-3.15m付近には、細粒分18.0%（シルト分15.0%）のシルト質砂（GR=7.5<11 注入不可)が一部挟在している。全体的には、ほぼ均一な砂質土である。平均粒径D_{50}は、GL-3.15m付近を除くと、0.27～0.5mmで深度が浅いほど大きい。

事前－1,2ともほぼ均一な砂質土と予想される。しかし、表-3.2.1から分かるように部分的に細粒分を多く含む層が互層に堆積していると考えられる。

5)　N値

図-3.2.2より、N値は4～16（平均値10）であり、相対密度は「緩い」～「中くらい」と推測される。

(2) 現場透水試験

No.事前－1,2の調査ボーリング孔で現場透水試験を行った。試験結果を表-3.2.3に示す。

No.事前－1,2とも復水法での透水係数は1×10^{-3}cm/sec以上であり、超微粒子セメント懸濁液の注入可能地盤であると判断される。

表-3.2.3 透水試験結果

ボーリング No.	設定深度 (GL-m)	安定水位 (GL-m)	透水係数 (cm/sec)	
			注水法	復水法
事前－1	3.50	1.43	2.09×10^{-3}	4.32×10^{-3}
事前－2	3.50	1.28	1.42×10^{-2}	8.75×10^{-3}

(3) 室内一次元注入試験

採取した現地盤砂を用い、室内一次元注入試験を行い超微粒子セメント懸濁液の浸透状況を検討した。

1) 試験方法

アクリルモールド(ϕ5cm×50cm)に、原地盤砂を水平打撃を加えながら所定の相対密度となるよう締固め、水道水により飽和させ注入供試体とした。

注入装置を図-3.2.5に示す。

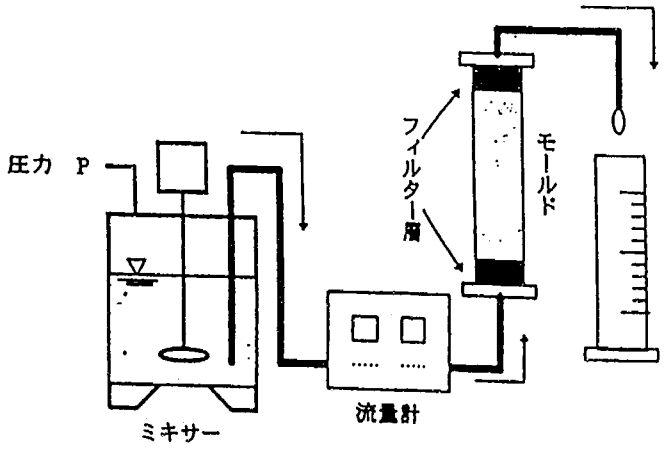


図-3.2.5 注入装置

2) 試験条件

材料配合、注入圧力等の試験条件を表-3.2.4に示す。

表-3.2.4 試験条件

試験ケース	砂の種類	相対密度 Dr(%)	注入圧力 (kg/cm^2)	水セメント比 W/C(%)	分散剤混入率 D/C(%)
1 *	珪砂6号	65	0.15	500	10
2 *	珪砂7号	65	0.30	1,000	
3 *	珪砂7号	80	0.40	1,000	
4	GL-2～3m	60	0.30	750	
5	GL-2～3m	60	0.30	1,000	
6	GL-3～4m	60	0.30	750	
7	GL-3～4m	60	0.30	1,000	

* 平成7年度までの室内試験条件

3) 試験結果

各試験ケースの注入速度と累積注入量の関係を図-3.2.6に示す。

試験ケース4～7はすべて50cmモールドを通過した。また、図-3.2.6より、注入速度の減少も珪砂6、7号を用いた注入試験結果とほぼ同等の傾向にある。よって、超微粒子セメント懸濁液が十分浸透可能であると判断した。なお、水セメント比(W/C) による注入速度の減少に有意な差が見られないので、平成6～7年度に実施した珪砂6、7号による一次元注入試験で最も固結長を伸ばすことができた水セメント比W/C=1000%を配合条件に設定した。

3.2.3　現場施工試験

以下の報告は、平成８年３月～８月に茨城県筑波郡伊奈町小貝川河川敷で実施した現場注入実験より、原地盤における超微粒子セメントの浸透・固結特性を確認すると共に、施工仕様(改良強度、施工ピッチ)について検討したものである。

(1) 実験内容

施工は、注入量と固結体の関係を確認するため充填比３水準(1.0,1.5,2.0)、施工ピッチ1.5m(目標改良径)、鉛直方向のラップ状況を確認するためステップ長３水準(0.33,0.66,1.0m)を設定し、水・セメント比(W/C)1,000%、分散剤をセメント重量に対して10%添加した超微粒子セメント懸濁液を二重管ダブルパッカ工法によるステップアップ方式で実施した。

実験条件を表-3.2.5に、施工平面図、断面図を図-3.2.7に示す。また、施工終了後、地盤を開削し固結体の調査を行った。

表-3.2.5　実験条件

MODEL	CASE	杭 No.	充填比 α *	ステップ数	ステップ長 (cm)
1	1	S1	1.0	1	—
	2	S2		3	100
	3	S3		4	66.6
	4	S4		9	33.3
2	1	S5	1.5	1	—
	2	S6		3	100
	3	S7		4	66.6
	4	S8		9	33.3
3	1	S9	2.0	1	—
	2	S10		3	100
	3	S11		4	66.6
	4	S12		9	33.3

＊α：目標固結体積（改良径ϕ1.5m）の間隙量（間隙率n=45%）に対する懸濁液注入量の比

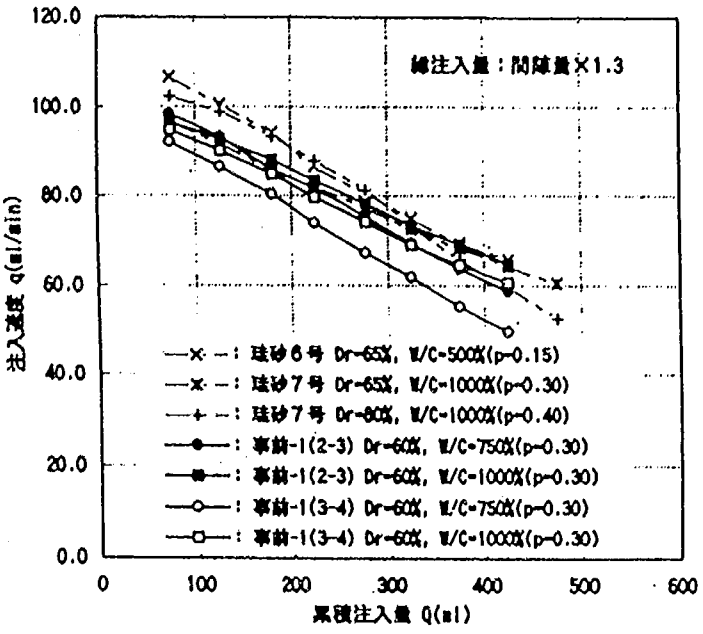


図-3.2.6　注入速度と累積注入量の関係

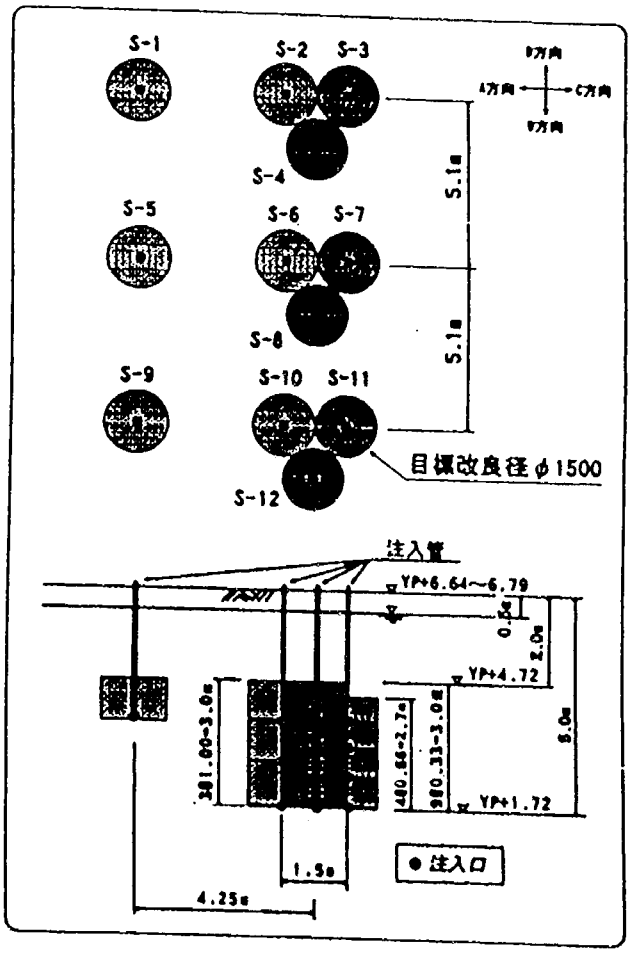


図-3.2.7　施工平面図、断面図

(2) 実験結果

1) 注入量実績

各注入孔の注入量実績を表-3.2.6に示す。各杭の詳細な実験条件は表-3.2.5を参照されたい。

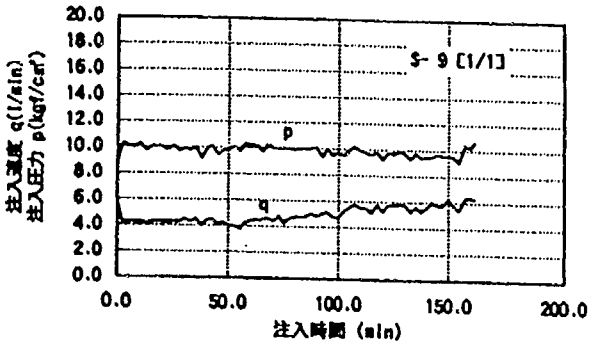
表-3.2.6 注入量実績

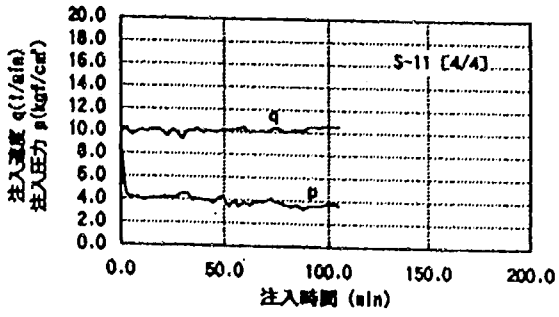
充填比 α	CASE	杭 No.	ステップ数	ステップ長 (cm)	計画注入量 (ℓ)	実注入量 (ℓ)	プロー位置 (ステップ)
1.0	1	S1	1	—	795	795	—
	2	S2	3	100	2,385	2,262	3/3
	3	S3	4	66.6	2,120	2,120	—
	4	S4	9	33.3	2,385	2,385	—
1.5	1	S5	1	—	1,193	931	1/1
	2	S6	3	100	3,579	3,280	3/3
	3	S7	4	66.6	3,180	2,650	4/4
	4	S8	9	33.3	3,582	663	2/9
2.0	1	S9	1	—	1,590	1,590	—
	2	S10	3	100	4,770	4,770	—
	3	S11	4	66.6	4,236	4,237	—
	4	S12	9	33.3	4,770	3,135	6/9

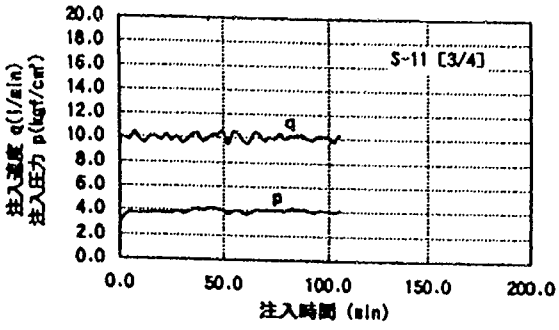
*ﾌﾟﾛｰ位置:下部からの注入口NO./注入管に設置されている注入口の数

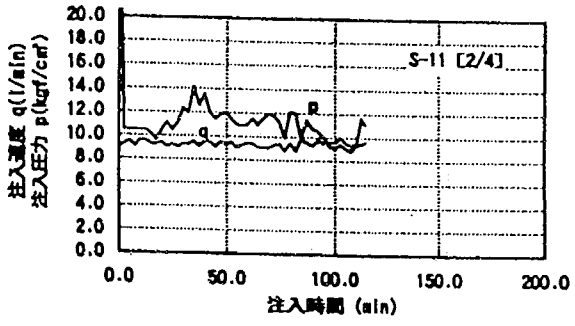
2) pq－tﾁｬｰﾄ

注入時の施工管理として、注入圧力、速度－時間曲線にあたるpq－tチャートにより、注入圧力および注入速度を計測した。ここでは、pq－tチャートの傾向が比較的検討しやすい長時間注入の注入孔で、固結全体を計測することのできた杭No.9,No.11pq－tチャートを図-3.2.7に示す。









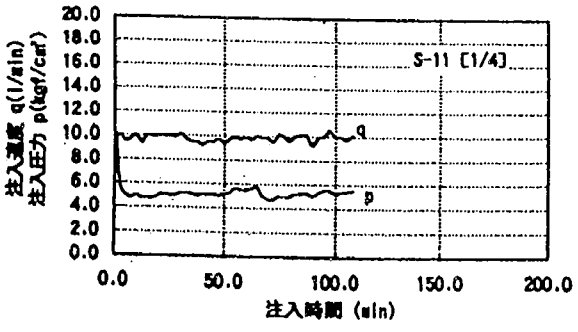


図-3.2.7　pq－tチャート例

3)　間隙水圧

注入時に地盤の間隙水圧が懸濁液の浸透によって押し出されていく状況を間隙水圧の変動を測定することにより確認する。

間隙水圧計の設置位置を図-3.2.8に示す。間隙水圧計(WP)は、第２注入孔(GL-3.7m)から水平方向50cmの位置にWP-2,3、水平方向75cmの位置にWP-1,5を設置した。第３注入孔(GL-2.7m)には、水平方向50cm

の位置にWP-4を設置した。当初の計画では間隙水圧計は、セメント懸濁液の浸透域(φ1500)内としたが、注入固結体が第２ステップ(GL-3.7m)付近でφ900程度、第３ステップ(GL-2.7m)付近でφ1000程度であり、すべて浸透域外になったため、懸濁液の浸透状況など大型土槽実験にみられた間隙水圧の変動は認められなかった。

杭No.6注入時のpq-tチャートを図-3.2.9に、注入孔から50ｃｍの位置に設置した間隙水圧計(WP-2～4)の経時変化を図-3.2.10に示す。

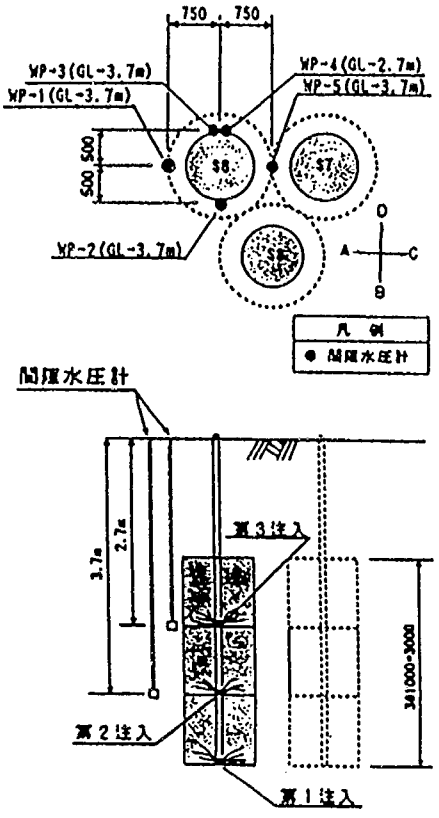


図-3.2.8　間隙水圧計の設置位置

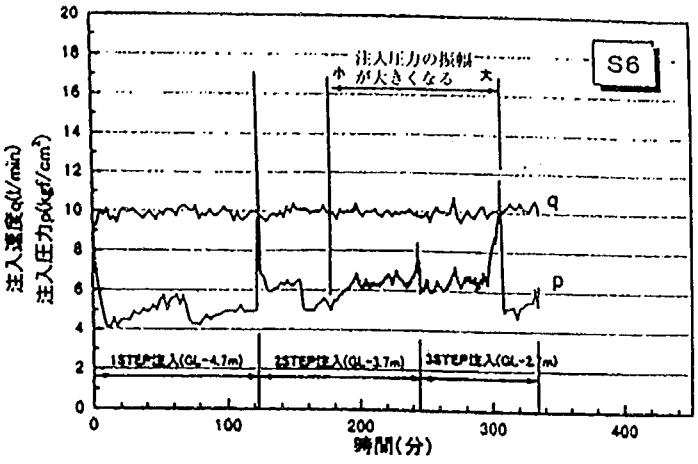


図-3.2.9　pq-tチャート(杭NO.6)

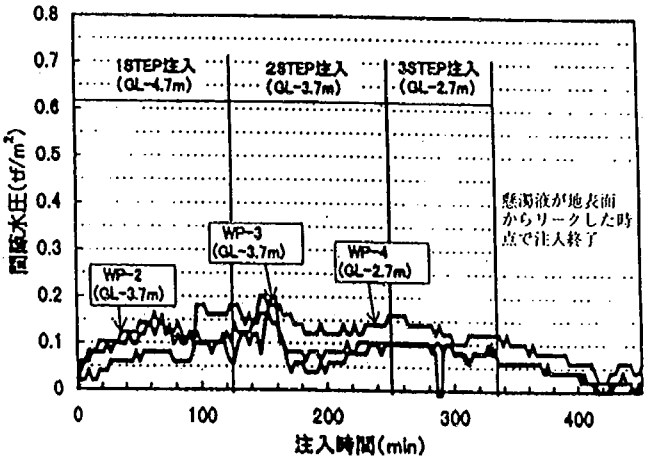


図-3.2.10　間隙水圧計の経時変化(WP-2～4)

① 第１注入（GL-4.7m）

図-3.2.10より、間隙水圧計WP-2,3（GL-3.7m）はほぼ同じ傾向で変動し、注入開始から70分まで0.15tf/m²上昇し、以後0.1tf/m²程度減少している。WP-4（GL-2.7m）の間隙水圧計は、注入開始から100分後に急激な上昇を示している。

図-3.2.9より、pq-tチャートによる圧力の変動は、60～70分まで1～2kgf/cm²上昇し、すぐに圧力が低下している。120分までは若干上昇傾向にあり、間隙水圧計WP-2,3（GL-3.7m）と同じ挙動を示している。ここで、60～100分の間隙水圧計およびpq-tチャートの挙動より、注入開始から60分までは浸透注入が行われていたが、それ以後、第１注入孔付近への浸透が限界になり、上昇浸透もしくはシール沿いに割裂を起こし、懸濁液が上部へ移行したため100分後にWP-4の間隙水圧が上昇したと推測される。

② 第２注入(GL-3.7m)

図-3.2.10より、WP-4（GL-2.7m）の間隙水圧が若干高いが、WP-2,3（GL-3.7m）とほぼ同様な挙動を示している。間隙水圧が最大0.2tf/m２となる150分までは上昇傾向を示しているが、以後急激に間隙水圧が低下している。

図-3.2.9より、pq-tチャートによる圧力の変動は、間隙水圧計と同様に150分まで1～2kgf/cm２上昇し、その後圧力が一度低下し、170分から240分まで再び上昇傾向を示している。また、180分からの圧力上昇時では、注入圧力の振幅（ブレ）が徐々に大きくなっている。これは、注入孔に近い部分において注入材に対する土粒子の濾過現象により浸透効率が低下したために注入圧力が上昇し、振幅が大きくなったと推測される。

③ 第３注入(GL-2.7m)

図-3.2.10より、間隙水圧計WP-2,3,4とも、340分で懸濁液が地上にリークするまで一定もしくは若干の減少傾向にあり、注入後は間隙水圧が消散している傾向がみられる。

図-3.2.9より、pq-tチャートによる圧力の変動は、約300分の最大12kgf/cm２まで上昇した後、5kgf/cm２に急激に減少し、340分まで若干の上昇傾向を示している。また、注入圧力が最大になる300分までは、第２注入と同じように注入圧力の振幅（ブレ）が徐々に大きくなり、注入圧力の減少後は小さくなった。これは、注入孔に近い部分において約300分で浸透限界になり、上向方向（地表面）に割裂が発生したため注入圧力が急激に低下したと考えられる。間隙水圧計の挙動は、注入圧力の変化と異なり減少傾向を示していることから、注入圧力の上昇は注入孔近傍での影響を受けていることがわかる。

4) 地盤性状

開削時に行ったスケッチに基づく地盤概要図を図-3.2.11に示す。また、各層から採取した砂の粒度分布を図-3.2.12に、室内注入実験および土槽注入実験の結果に基づく砂の粒度分布と固結径の関係を図-3.2.13に示す。

地盤は、①注入可能と考えられる砂層(Fc≦7)と、②粘性土を多く含む注入不可能な層(Fc≧15)および③注入が難しいと思われる層を含む砂層(3≦Fc≦35)が互層に存在する構成であった。

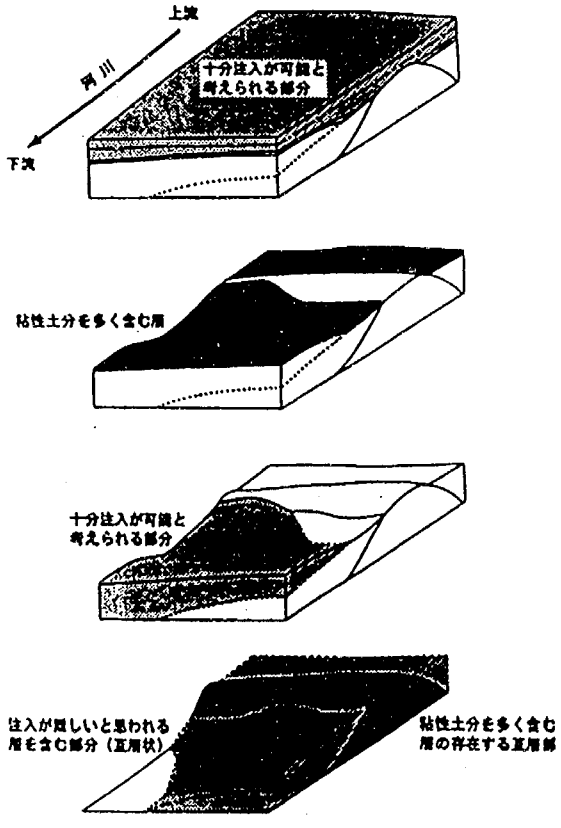


図-3.2.11 盤概要図

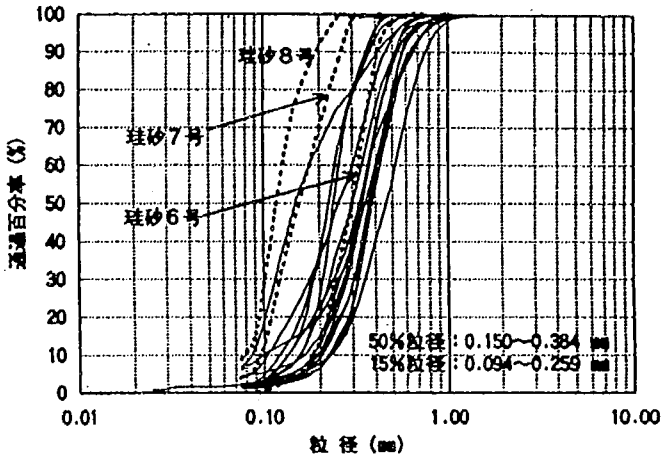


図-3.2.12 各層から採取した砂の粒度分布

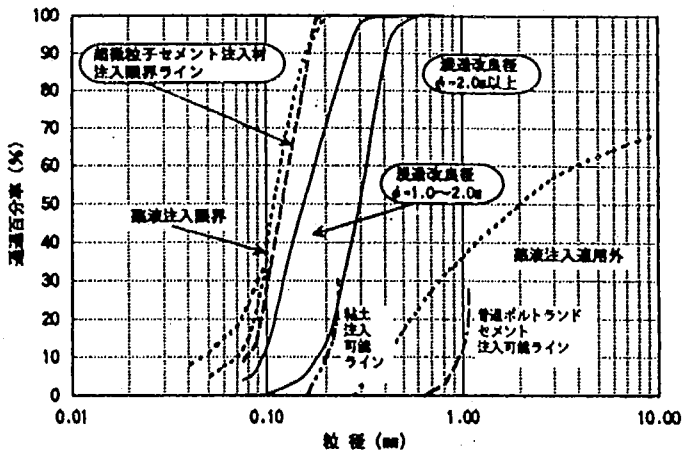


図-3.2.13 粒度分布と固結径の関係

5)　固結形状

固結形状は鉛直方向10cm毎に注入管から固結体外側部(８方向)までの距離を計測した。固結体鉛直断面を図-3.2.14～3.2.22に示す。

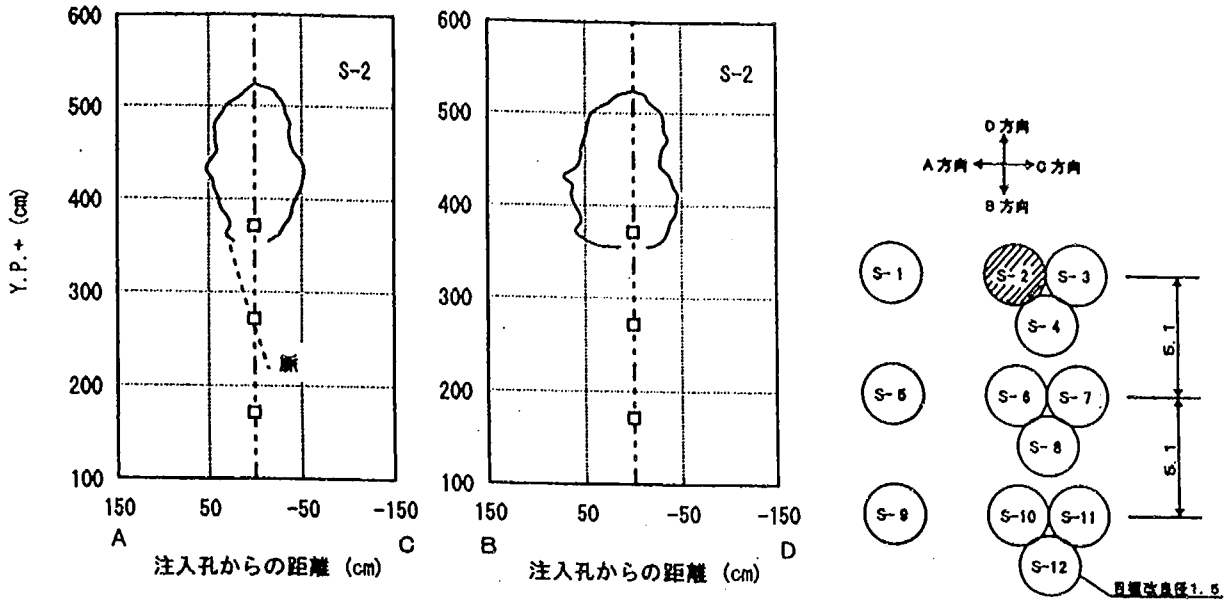


図-3.2.14　S-2固結体鉛直断面

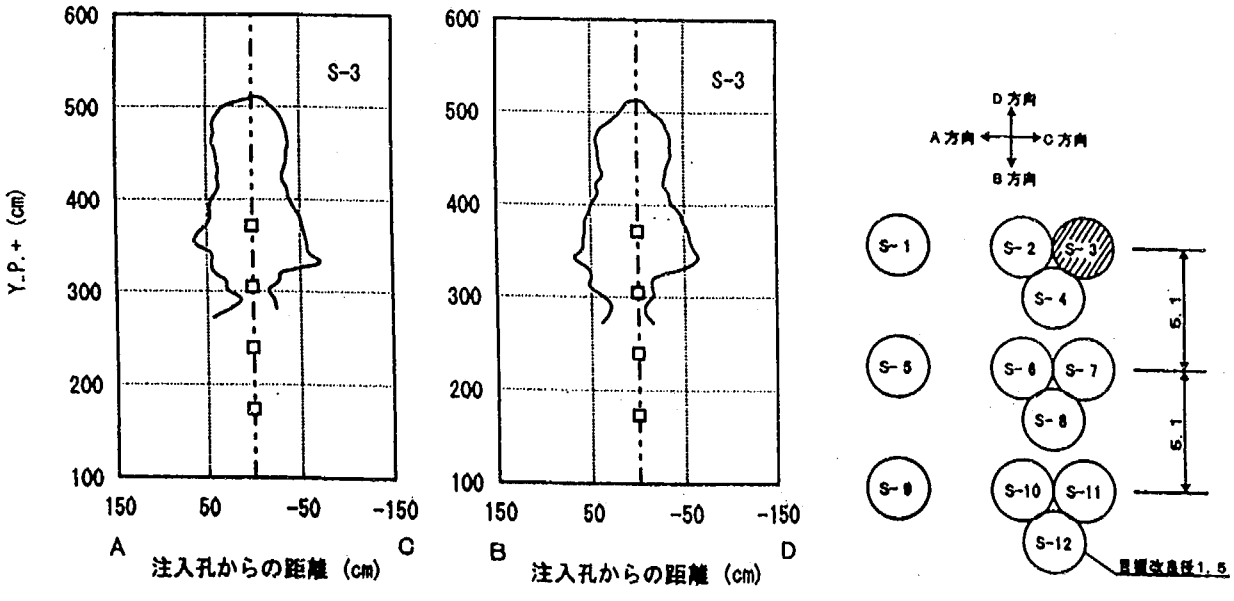


図-3.2.15　S-3固結体鉛直断面

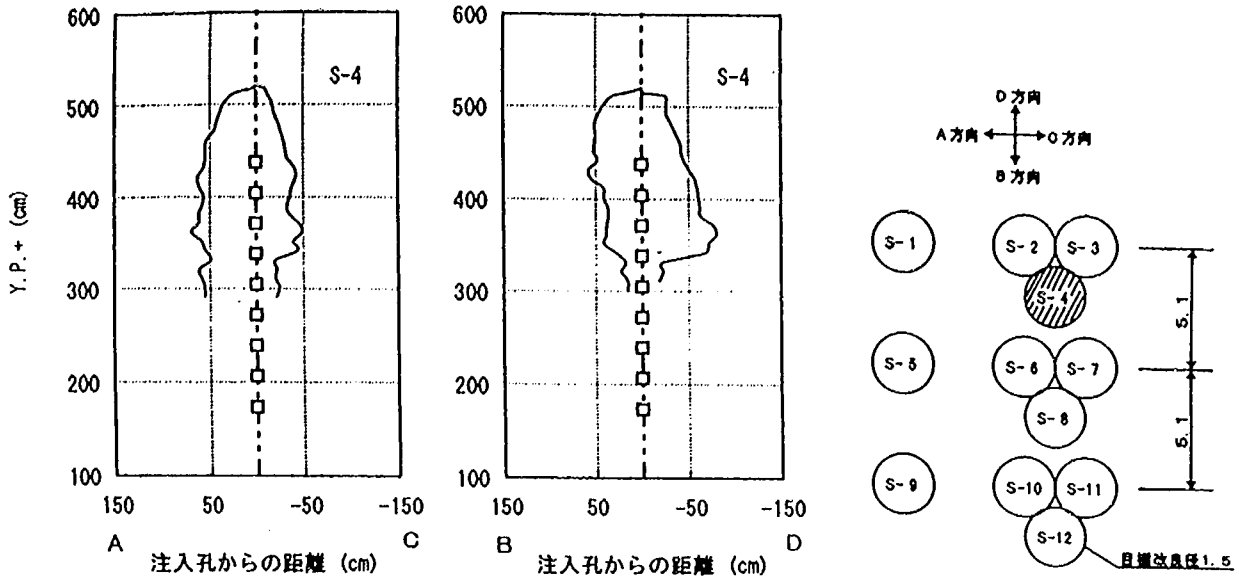


図-3.2.16　S-4固結体鉛直断面

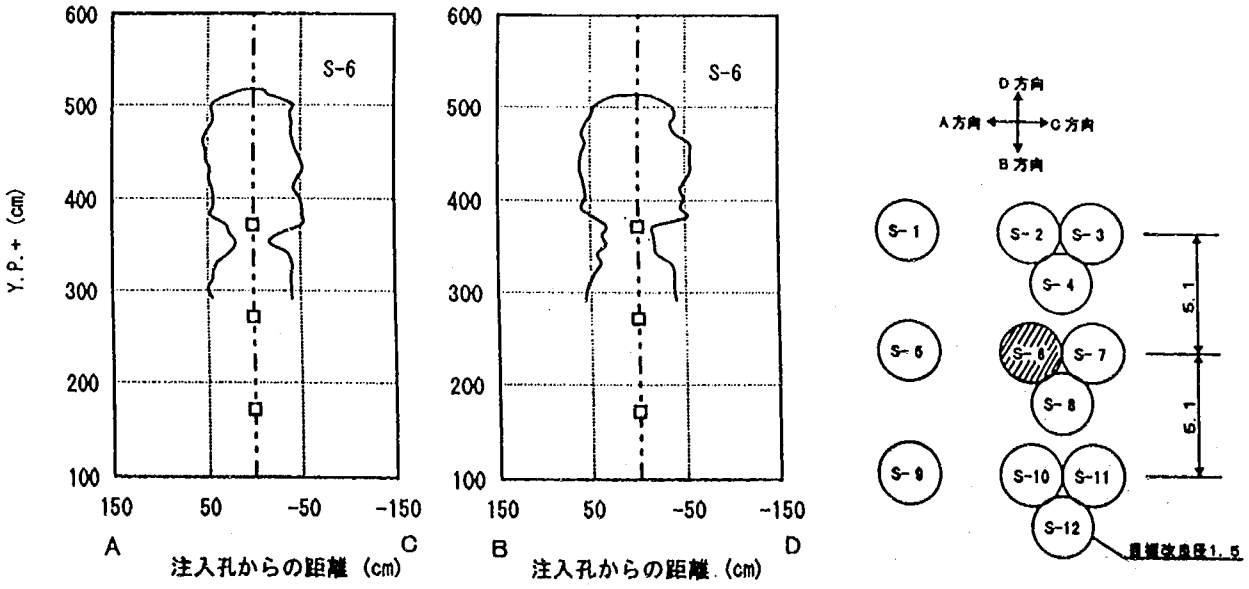


図-3.2.17　S-6固結体鉛直断面

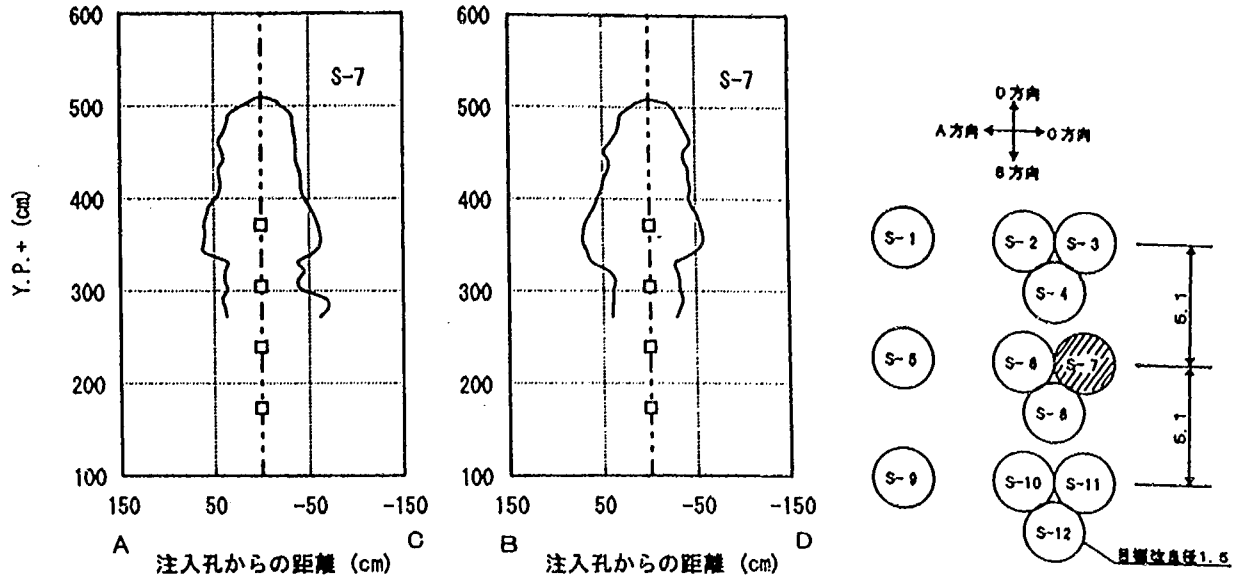


図-3.2.18　S-7固結体鉛直断面

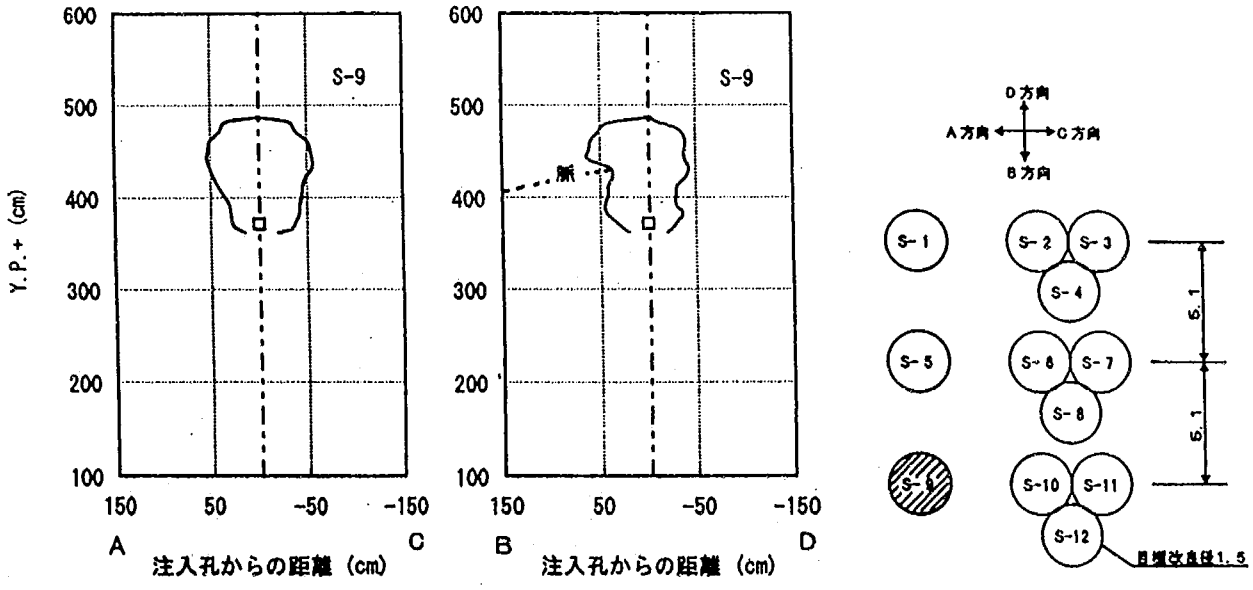


図-3.2.19　S-9固結体鉛直断面

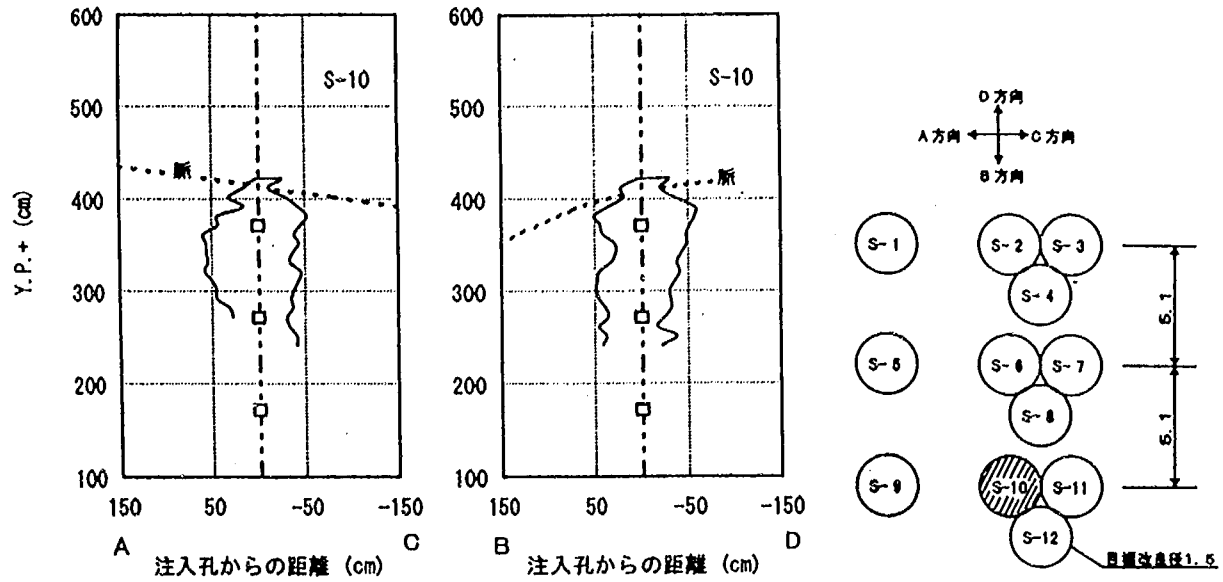


図-3.2.20　S-10固結体鉛直断面

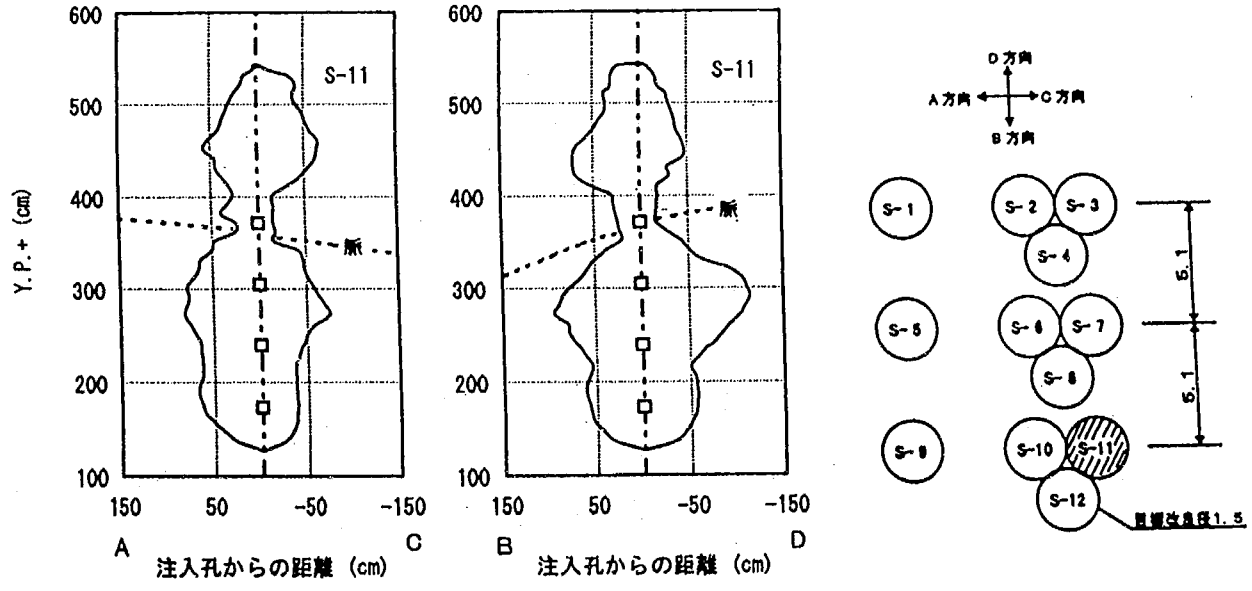


図-3.2.21　S-11固結体鉛直断面

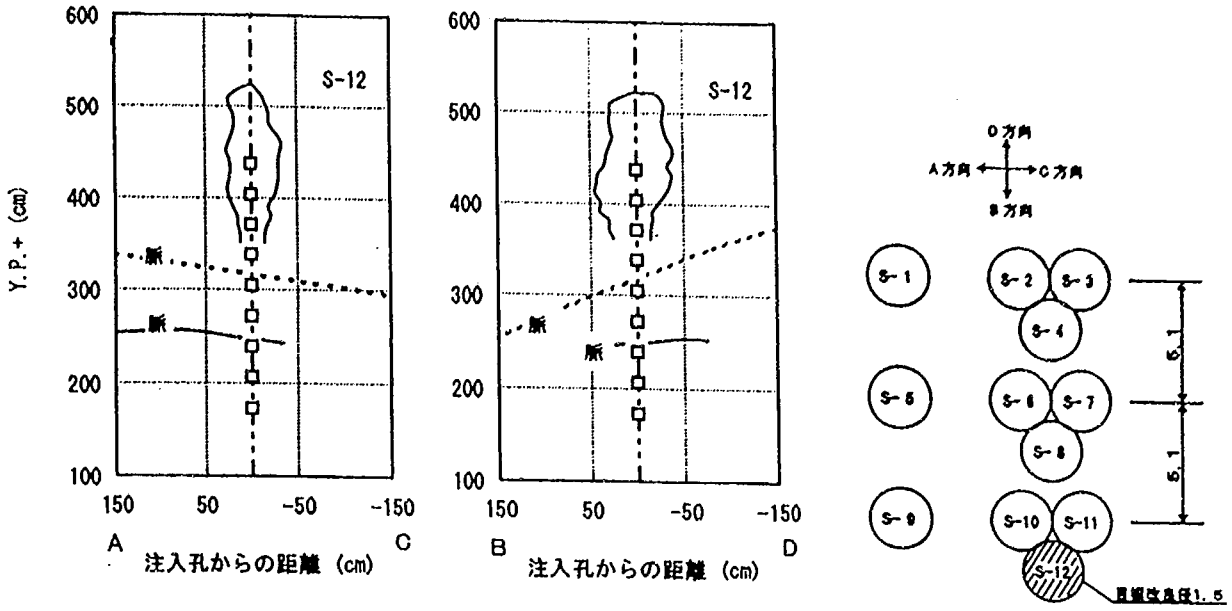


図-3.2.22　S-12固結体鉛直断面

図-3.2.14～3.2.22より、YP+3.0m以上の砂層〈4)地盤性状①層〉に形成されている固結形体のほとんどは、直径約0.8～1.2mの円柱状であり、設定した改良上端よりも上部に固結体が形成されていた。注入口が粘性土〈 4)地盤性状②層 〉に位置した場合は、粘性土層中に厚さ約0.3～3cmの脈状固結体(写真-1)が形成されていた。

また、ステップ長(注入管に設置された注入口から次注入口までの距離)による固結形状の違いはほとんどないことがわかる。これは、原地盤に対する水平方向の浸透限界を越えても注入を継続したため、鉛直方向に固結長(体積)が伸びたものと考えられる。

(3) 考　察

1)　地盤性状(グラウタビリティ比)と水平方向固結長の関係

注入孔No.S-2,S-3,S-4で形成された固結体の水平方向断面図を図-3.2.23に示す。

事後調査から得られた固結直径は約0.8～1.2mであり、1.5mの直径には至らず固結体水平方向にラップしなかった。

各固結体の半径とその固結体付近より採取した砂のグラウタビリティ比 GR (D_{15}/G_{85})との関係を図-3.2.24に、室内試験による透水係数と固結長の関係[1]を図-3.2.25に示す。

円柱状の固結体が形成されている付近ではGR≧10であり、これは室内注入試験結果で得られた注入可能範囲GR≧11[1]とほぼ一致する。また、GRが大きくなると固結長も伸びる傾向にある。ただし、注入量(充填比)が大きいほど固結半径が大きいという傾向は見られない。図-3.2.25に示すように室内試験においては、固結範囲は地盤の透水係数との相関が強いことが示されており、図-3.2.24におけるデータの

ばらつきは、地盤密度の影響と考えられる。

同一のGRにおいて、室内注入試験より得られた固結長と試験施工の固結半径は一致しない。これは前述した透水性の影響もあると考えられるが、主として、直径5cmのモールドで側面を拘束された砂に、一方向から超微粒子セメント懸濁液を一次元的に注入する室内試験に対して、実施工ではモールド等による強制的な拘束が無く、三次元的な注入となるので、透水性のよい方向に超微粒子セメント懸濁液が浸透する傾向にあること、および三次元注入では地盤中の注入材の単位面積当り通過流量が注入孔近傍ほど大きく、目詰りしやすいことなどが理由として考えられる。GRから一義的に固結径を設定することは難しいが、原地盤に対する注入可否の指標としては有効であると考えられる。

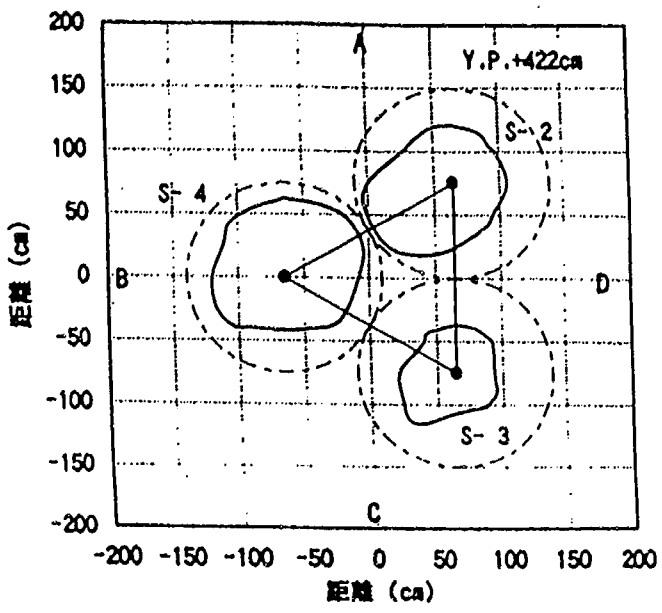


図-3.2.23　水平方向断面

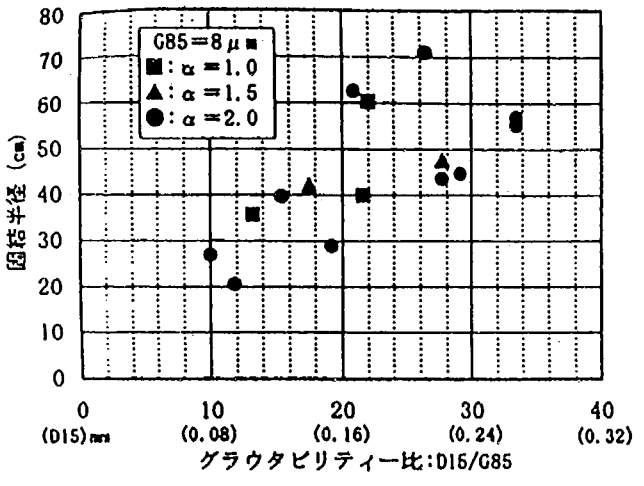


図-3.2.24　固結体半径とｸﾞﾗｳﾀﾋﾞﾘﾃｨ比の関係

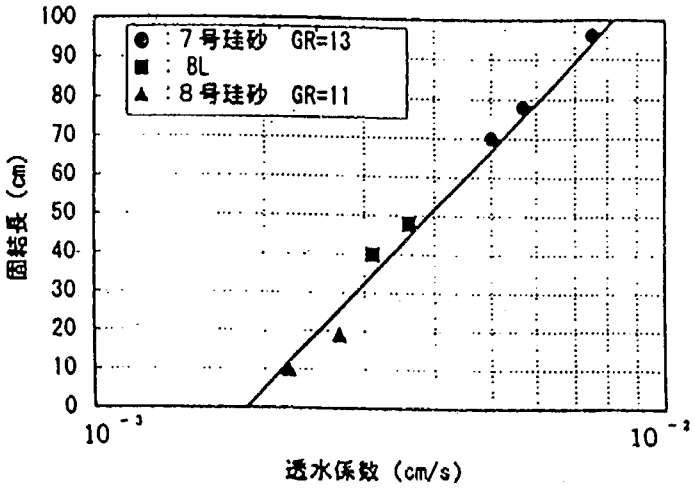


図-3.2.25　透水係数と固結長の関係(室内試験)

2)　注入量と固結形状(直径、体積)の関係

施工計画では、注入孔No.S-1,S-5,S-9の一点注入より形成される固結体の注入量と体積を比較する予定であったが、S-1,S-5は注入口が注入不可能である粘性土に位置していたため、脈状固結体(写真-1)となっておりデータの収集が困難であった。ここでは、YP+3.0m以上の注入口からの注入量とYP+3.0m以上に形成された固結体について考察する。

各注入口から実際に注入された超微粒子セメント懸濁液量と図-3.2.26に示すステップ長間隔で分割した固結体積との関係を図-3.2.27に示す。なお、同図には、充填比(固結体を形成している地盤の改良

前間隙量に対する注入量の比)が2.0および3.0の場合の直線を併せて示す。また、各注入口からの注入量と平均固結直径との関係を図-3.2.28に示す。

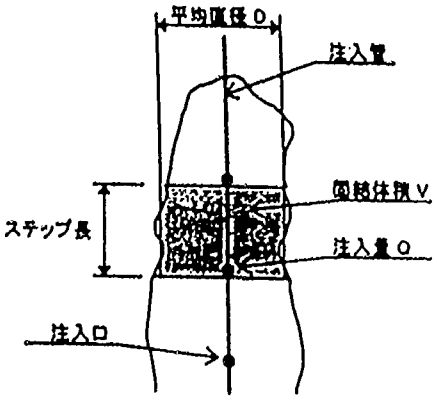


図-3.2.26　固結体積分割概要図

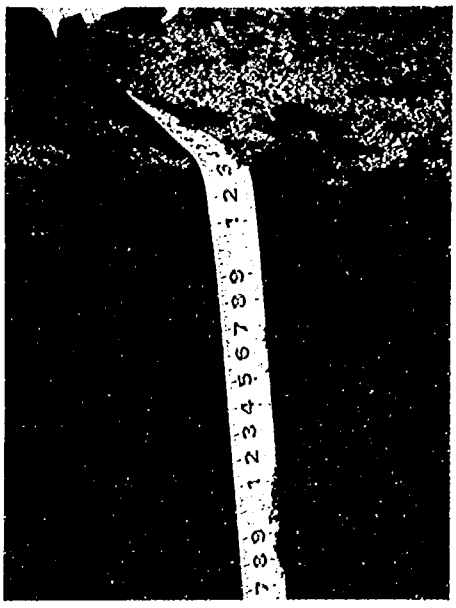


写真-3.2.1　脈状固結体

図-3.2.27より、注入量約500ℓまでは、注入量の増加に伴い固結体積はほぼ直線的に増加している。これは充填比2の注入量で形成される固結体の理論値に近い傾向を示している。これに対して、注入量約500ℓからは、注入量を増しても固結体積の増加はほとんどなく、充填比3に近づき、非効率的な注入となっている。

図-3.2.28より、注入量約200～1,000ℓの間では、固結直径に明確な差は認められず、直径約0.8mが確保されている。これは、注入量約200ℓまでに水平方向の浸透限界に達したためと考えられる。本実験条件下では、ステップ長を0.33mに設定し、地盤間隙量の2倍の超微粒子セメント懸濁液を注入すれば、設定改良範囲に効率よく固結体が形成されたと考えられる。

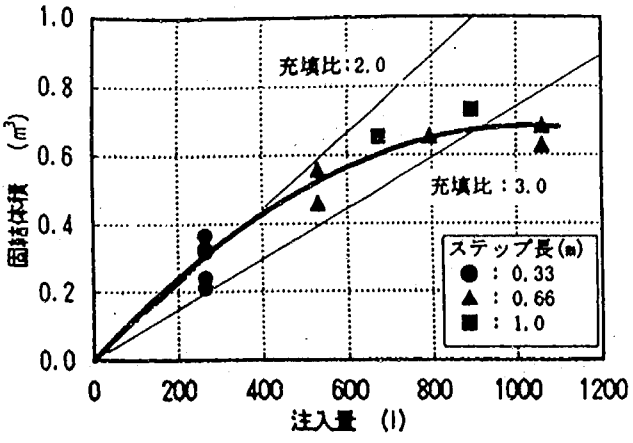


図-3.2.27　注入量と固結体積の関係

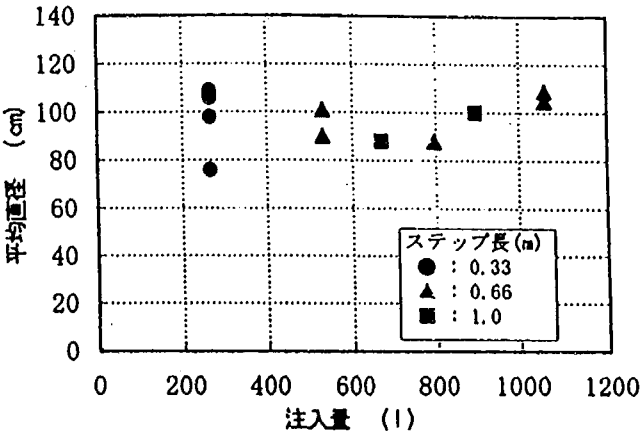


図-3.2.28　注入量と固結直径の関係

3)　超微粒子セメントの分布状況

固結体中の超微粒子セメント分布(充填)状況を確認するため、固結体より採取したコアについてカルシウム含有量をイオン電極法で測定し求めた。

全固結体の注入管からの距離とカルシウム含有量の関係を図-3.2.29に、杭No.11固結体のそれを図-

3.2.30に示す。ここで注入管からの距離とは、同一深度の(注入管から試料採取位置までの距離)／(注入管から固結体外側部までの距離)である。

図-3.2.29より、固結体水平方向のカルシウム含有量は、注入管に近いほど多く、注入管を離れ固結外側部に近づくほど小さくなる傾向にある。これは、注入量が増えるにしたがい、地盤間隙が超微粒子セメント粒子の残留により狭くなることで、その地点を通過しうる粒子の割合が減少するためと考えられ、この現象は注入口近傍ほど顕著である。

なお、固結全体の体積を測定できた杭No.11固結体について図-3.2.30に示すカルシウム含有量の平均値を用いて計算した固結体中のセメント総量は、注入したセメント総量の約８割であった。カルシウム含有量のばらつきが大きいので確実ではないが、注入したセメントの大部分は固結体中にとどまったと解釈できる。

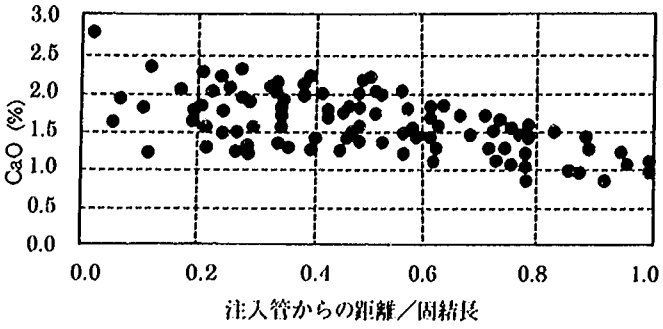


図-3.2.29　注入管からの距離とｶﾙｼｳﾑ含有量の関係

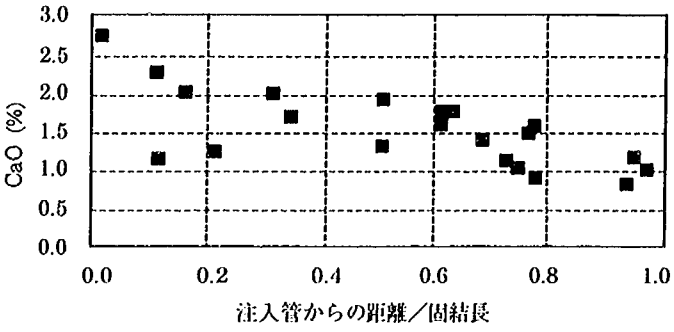


図-3.2.30　注入管からの距離とｶﾙｼｳﾑ含有量の関係
(杭NO.11)

4)　固結強度

原地盤に形成された固結体について、液状化対策として必要な強度に達しているか確認するため、固結体より採取したコアの一軸圧縮試験を行った。

同一深度上で注入孔から固結体外側部までの距離に対する注入管からコア採取位置までの距離の割合と一軸圧縮強さの関係を図-3.2.31に示す。

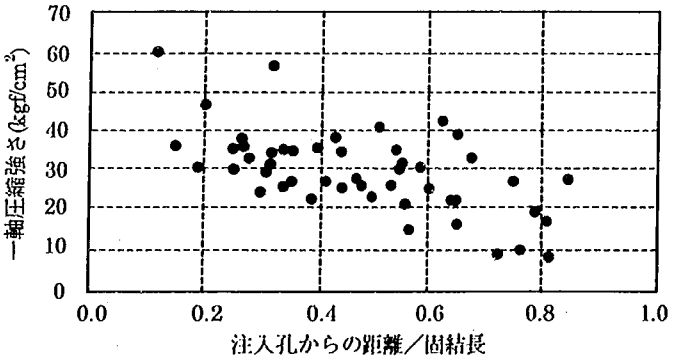


図-3.2.31　距離比と一軸圧縮強さの関係

同図より、各杭で形成された固結体は、一軸圧縮強さ約10～60kgf/cm²の範囲にあり、設計強度として設定した５kgf/cm²を満足している。また、形成された固結体の外側部に近いほど、一軸圧縮強さは低くなる傾向がある。

一軸圧縮試験終了後、コアのカルシウム分析を行い室内試験の結果と比較した。

カルシウム含有量から求めた充填比と一軸圧縮強さとの関係を図-3.2.32に示す。

なお、室内試験結果(試験条件：７号珪砂、相対密度60％、W/C=1,000%の超微粒子セメント懸濁液)の

充填比と一軸圧縮強さの直線も併せて示す。

同図より、室内試験と現場施工実験の結果はほぼ一致し、充填比(超微粒子セメント量)を増すと一軸圧縮強さは高くなる。

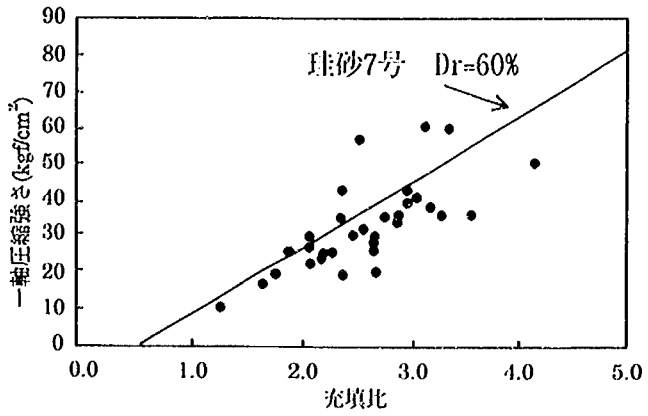


図-3.2.32　充填比と一軸圧縮強さの関係

3.2.4　まとめと残された課題

本現場実験より、原地盤における超微粒子セメントの注入量と固結体積の関係、懸濁液の充填状況および強度特性等を確認することができた。しかし、施工以前に得ることできる原地盤の情報から正確に固結体直径を設定することは難しく、今回の現場実験の地盤では、当初固結径が１～２mと推定されたが、グラウタビリティー比で注入限界付近と判定される地盤であり、このような地盤では固結径0.8～1.2mであった。なお、効率的な注入が可能な層と注入不可能な粘性土が互層に存在する場合を考慮し、ステップ長は密に設定することが望ましい。

グラウト工法は、強制的な圧入、撹拌により改良体を形成する工法とは異なり、その改良径は主に地盤の性状に支配されるため、実際の地盤における施工仕様決定のための実績データを蓄積して行く必要がある。特に、施工時の注入圧力の変化については、注入形態(浸透、割裂、脈)を確認できるようにする必要がある。また、対策後の評価方法として、精度が高く、迅速簡単な評価方法が望まれる。これらの課題を解決することで、グラウト工法の信頼性が増し、今回の共同研究で断念した、グラウト工法単独での両脇改良方式による地中構造物の液状化対策を行うことが可能となる。

参考文献

1)　建設省土木研究所：軟弱地盤耐震対策工法に関する共同研究報告書（その２）第104号、pp.67～81、1994.
2)　建設省土木研究所：液状化対策工法の開発に関する共同研究報告書 第150号、pp.34～55、1995.
3)　建設省土木研究所：液状化対策工法の開発に関する共同研究報告書 1996.投稿中
4)　市川他：液状化対策を目的とした超微粒子セメント懸濁液注入による浸透性について（その５)、第31回地盤工学会研究発表会、pp119～120、1996.

3.3 特殊石灰パイル工法の設計・施工法の検討

3.3.1 長期安定性に関する屋外ピット試験

(1) 試験概要

水位変動を受けるパイル体の長期的な安定性等を調べる目的で、屋外の大型ピット内に特殊石灰パイルを打設し、材令毎にパイル体を掘り出して主として強度特性を調べた。実験に用いたピットの平面とパイル配置を図-3.3.1に示す。また、パイル材料の配合条件を表-3.3.1に示す。パイルの打設は、実際の施工と同様にスパイラル付きケーシングを回転圧入する方法で行った。養生期間中は、高さ1mの盛土を上載圧として作用させ、さらに、地下水位を打設後4ヶ月間は1日2回GL-0.5mを中心に±0.2 mの範囲で水位を上下させ、その後はGL±0 m付近に設定した。掘り出し調査は、半年、1年、2年、3年、4年、及び5年の各材令毎に行う予定であり、本年度はそのうち4年材令のパイル体を掘り出し、強度試験等を実施した。

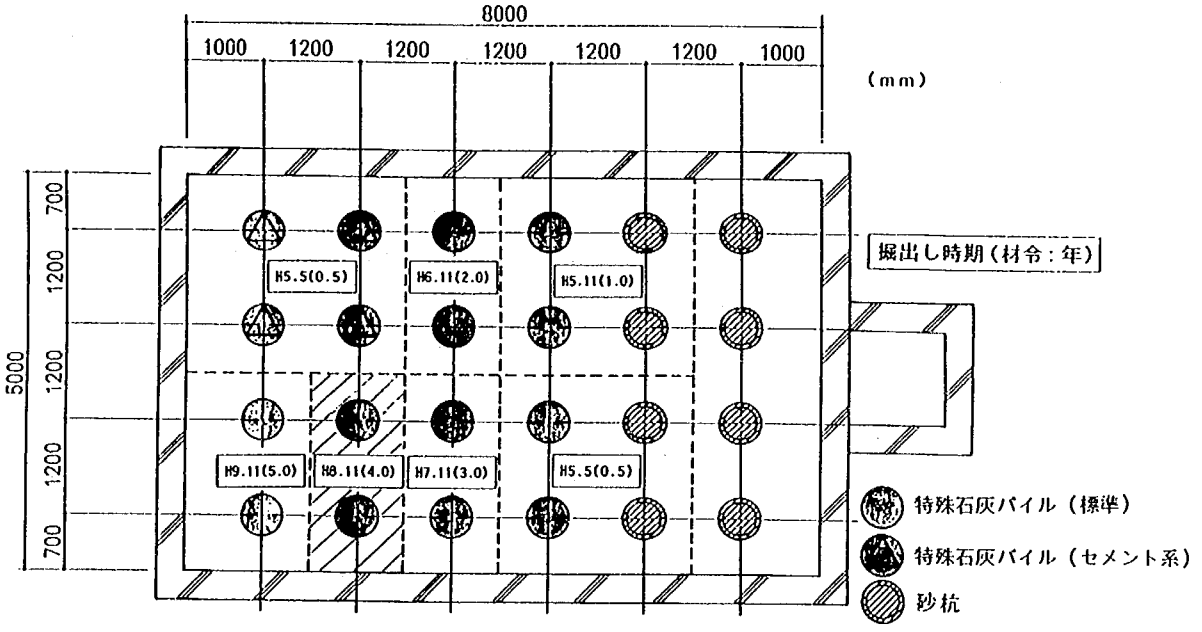


図-3.3.1 屋外ピットの平面図及びパイル配置

表-3.3.1 特殊石灰パイルの配合条件

種　　類	特殊石灰	水　　滓	高炉ｾﾒﾝﾄ	石　　膏	砂
特殊石灰パイル (標準)	25%*	10%	—	3%	62%
特殊石灰パイル (ｾﾒﾝﾄ)	25%**	—	20%	3%	52%

*粒径5～40mm　**粒径2～10mm

(2) 試験結果

図-3.3.2に、各材令毎に掘り出した砂杭と特殊石灰パイルの平均径の分布を示す。今回実施した4年材令の特殊石灰パイル径は、標準設計径を充分に上回っている。3年材令だけがやや小さいが、その原因は定かではない。しかし、全材令の平均径では標準設計径60cmを十分に満たしている。

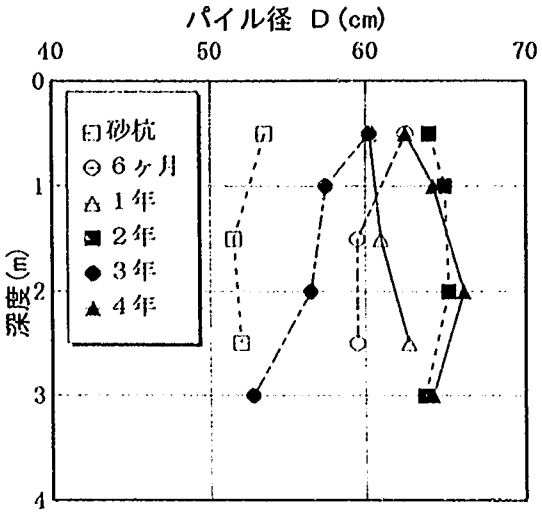


図-3.3.2 パイル径の深度分布

表-3.3.2に、これまでに実施済みの結果も含めてパイル体の室内試験結果を示す。また、図-3.3.3及び図-3.3.4に、それぞれ一軸圧縮強さの深度分布及び材令との関係を示す。一軸圧縮試験は、採取したブロックサンプルを室内で10cm径に整形して実施した。4年材令の結果については、3年材令と同等の上載圧との相関が認められた。強度自体は、3年材令から4年材令の間に大きく増加しており、安定した状態を保っていることがわかった。消石灰塊のX線回析と電子顕微鏡写真観察からも、カルシウムシリケート水和物の結晶構造が認められており、十分にポゾラン反応が進行していることが確認された。三軸圧縮試験結果では、前年度に比べ内部摩擦角、粘着力とも多少の増減が認められるが、通常想定される作用拘束圧領域での保有せん断力に大きな変化はなく安定した状態といえる。その他の単位体積重量、含水比等の物理試験結果についても、材令に伴う有意な変化は認められず、2年材令以降安定しているといえる。

表-3.3.2 室内試験結果一覧表

種類	材令	深度 (m)	一軸圧縮強さ (tf/m²)	粘着力 (tf/m²)	内部摩擦角 (度)	単位体積重量 (tf/m^3)	パイル体含水比 (%)	消石灰塊含水比 (%)
標準	6ヶ月	0.5	3.3	–	–	1.52	31.9	61.6
		1.5	2.5	–	–	1.57	41.8	56.3
		2.5	8.7	2.7	35.2	1.67	35.6	50.8
		3.5	7.7	–	–	1.75	30.8	52.7
	1年	0.5	10.4	–	–	1.56	32.1	59.3
		1.5	14.2	–	–	1.59	36.3	56.1
		2.5	10.4	1.9	39.8	1.79	39.5	56.4
		3.5	8.6	–	–	1.70	33.6	48.1
	2年	0.5	23.0	–	–	1.57	39.0	60.4
		1.0	25.7	6.4	35.8	1.63	35.3	62.1
		2.0	31.4	–	–	1.72	37.3	55.3
		3.0	32.9	–	–	1.70	37.2	55.1
	3年	0.5	24.4	–	–	1.59	28.3	68.0
		1.0	31.1	–	–	1.62	31.6	63.4
		2.0	34.7	6.7	36.1	1.63	37.2	55.0
		3.0	44.4	–	–	1.72	30.9	54.4
	4年	0.5	29.7	–	–	1.56	37.7	63.3
		1.0	40.2	–	–	1.63	35.8	58.7
		2.0	42.6	9.7	31.2	1.66	35.4	51.1
		3.0	47.8	–	–	1.70	32.8	46.5
セメント	6ヶ月	0.5	16.5	11.5	32.8	1.56	36.4	–
		1.5	30.3	–	–	1.65	36.2	–
		2.5	49.4	13.6	36.0	1.67	32.0	–
		3.5	45.9	–	–	1.69	30.7	–

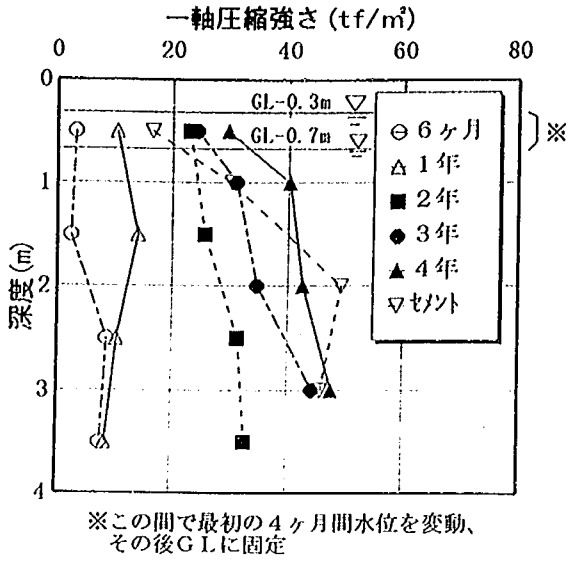


図-3.3.3　一軸圧縮強さの深度分布

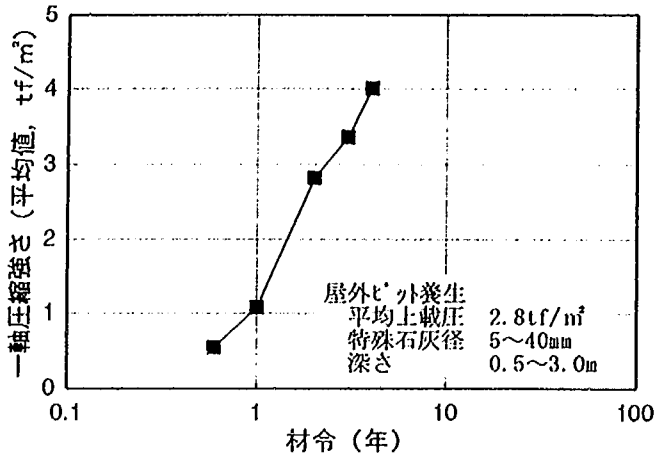


図-3.3.4　一軸圧縮強さと材令との関係

(3) まとめ

4年材令の掘り出し調査の結果、強度試験・物理試験結果から、パイル体は3年材令からひきつづき安定した状態を保っていることがわかった。特に、一軸圧縮強さは、3年材令から大きく増加し上載圧との相関も認められた。今後、5年材令まで、掘り出し調査を行う予定である。

3.3.2　パイル強度の増加に関する実験

(1) 実験の目的

特殊石灰パイルは、パイル体がポゾラン反応によって強度を発現する。パイル体が強度を持つことにより、パイル間地盤とパイル体からなる複合地盤として改良地盤を評価することができる。従って、パイル体の強度をさらに高めることにより、複合地盤としての強度も高めることができる。さらに、盛土や堤防等の土構造物の基礎地盤が、地震による過剰間隙水圧の上昇によりせん断強度が減少した場合に、基礎地盤の流動を抑止する受動杭としての効果が期待できるものと考えられるが、その評価方法については今後の課題である。

前年度までの実験により、以下の結果が得られている。

① 特殊石灰の粒径が小さい場合、セメントの添加による強度の増加が顕著である。

② ポルトランドセメントより高炉セメントの方が発現強度が高い。

③ 特殊石灰の粒径が2mm以下の場合、セメントの添加量の増加に伴い強度が増加する。

④ 一軸圧縮強さは、パイル体の膨張率が大きいと低下する傾向がある。

⑤ 一軸圧縮強さは、上載荷重が増大すると増大する。（拘束圧効果）

⑥ パイル体の膨張率は、改良面積比(*)が大きくなると減少する。

⑦ 一軸圧縮強さは、改良面積比(*)が大きくなると増大する。

⑧ パイル体の膨張率は、改良地盤の相対密度が大きくなると減少する。

⑨ 一軸圧縮強さは、改良地盤の相対密度が大きくなると増大する。

（＊）改良面積比：パイル打設時（膨張前）の1本当りの改良面積に対するパイル面積の比

今年度の実験は、ピット実験によって得られたパイル体の一軸圧縮強さを室内にて再現することを目的として、前年度までの実験データを補足するような実験条件を定めて行った。具体には、一軸圧縮強さと単位セメント量および一軸圧縮強さと材令の関係を把握することを目的とした。

(2) 実験装置と実験ケース

実験装置は、図-3.3.5 に示すものを使用した。養生期間中は、石灰の反応によって減少した水を補給している。また、土圧計は、特殊石灰の膨張によって発生する土圧を測定するために設置した。特殊石灰の粒径は1～2mmである。改良面積比は約0.08で一定とした。パイル体の配合を表-3.3.3 に、また、実験ケースを表-3.3.4に示す。配合は重量比で規定している。

1) 一軸圧縮強さと材令の関係把握（ケース5～7）

上載圧を0.5tf/m^2、実験地盤のパイル打設時の相対密度（D_r）を40%、固化材配合割合を10%に固定した。固化材種類を高炉B種及び水砕スラグ微粉末（以下水砕スラグと呼称）の2水準、試験材令を91日及び 182日とした。

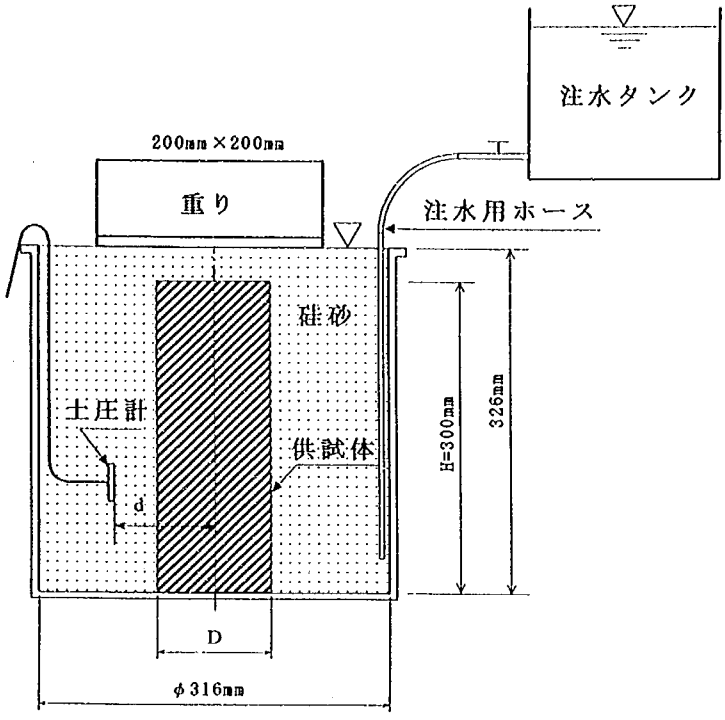


図-3.3.5 供試体作成図

表-3.3.3 パイル体配合

ケース	特殊石灰	固化材	砂
1,4～7	25%	10%	65%
2	25%	15%	60%
3	25%	20%	55%

表-3.3.4 実験ケース

ケース	固化材		模擬地盤		上載圧 σ_v	試験材令	備考
	固化材種類	固化材配合	地盤材料	相対密度	(tf/m^2)	(日)	
1	高炉B種	10%	7号珪砂	55%	1.0	28日	セメント量試験
2	高炉B種	15%	7号珪砂	55%	1.0	28日	セメント量試験
3	高炉B種	20%	7号珪砂	55%	1.0	28日	セメント量試験
4	高炉B種	10%	豊浦砂	55%	1.0	28日	セメント量試験
5	高炉B種	10%	7号珪砂	40%	0.5	91日	材令試験
6	高炉B種	10%	7号珪砂	40%	0.5	182 日	材令試験
7	水砕スラグ	10%	7号珪砂	40%	0.5	182 日	材令試験

2) 一軸圧縮強さと単位セメント量の関係把握（ケース１～４）

上載圧を1.0tf/m²、実験地盤のパイル打設時の相対密度（D_r）を55%、固化材を高炉Bに固定し、４週後の一軸圧縮強度と膨張率の測定をおこなった。固化材配合を10, 15, 20%の３水準、地盤材料を７号硅砂と豊浦砂の２種類とした。

(3) 実験結果

表-3.3.5 に実験結果を示す。表中のパイル面最大土圧は、パイル体の中心からｄ（ 5cm～15cm）のところで測定された養生期間中の最大土圧データから、ｄ/Ｄ（Ｄは打設径：8.9cm）を変数とした回帰式を求め、膨張後のパイル面の土圧に換算したものである。

膨張率は、膨張後のパイル面積を打設時のパイル面積で除したものから１を引いたものであり、膨張による体積増加の割合を表している。

表-3.3.5 実験結果一覧表

ケース	qu kgf/cm²	E50 kgf/cm²	膨張率	固化材 種類	固化材 量 kg/m³	パイル面最大土圧 kgf/cm²	上載圧 σv tf/m²	地盤 材料	材令 (日)
1－1	0.63	84.8	0.429	高炉B 10%	120	0.895	1.0	7号硅砂	28
－2	0.63	85.3	0.361		122	－			
－3	0.92	224.4	0.342		122	－			
－4	0.86	95.9	0.354		121	－			
2－1	0.70	100.0	0.539	高炉B 15%	166	1.215			
－2	0.75	107.4	0.466		174	－			
－3	0.83	110.1	0.392		192	－			
－4	0.78	120.4	0.411		187	－			
3－1	0.58	78.4	0.599	高炉B 20%	214	0.981			
－2	0.71	103.9	0.596		215	－			
4－1	0.77	87.3	0.333	高炉B 10%	127	－		豊浦砂	
－2	1.05	192.3	0.297		130	－			
5－1	0.70	164.1	0.415		－	－	0.5	7号硅砂	91
－2	0.94	150.5	0.404		－	－			
6－1	0.99	114.3	0.352		－	－			182
－2	0.83	151.0	0.375		－	－			
7－1	1.08	125.9	0.396	水砕スラグ 10%	－	－			
－2	0.95	125.4	0.392		－	－			

(4) 考　察

1)　一軸圧縮強さと材令の関係把握（ケース５～７）

図-3.3.6及び表-3.3.6に各ケースの一軸圧縮強さと試験材令の関係を示す。記載したデータは、上記の今年度実施ケースの他に前年度までの実施分を加えてある。データの共有条件は、相対密度(D_r)40%、上載圧(σ_v)0.5tf/m²、固化材添加量が10%である。

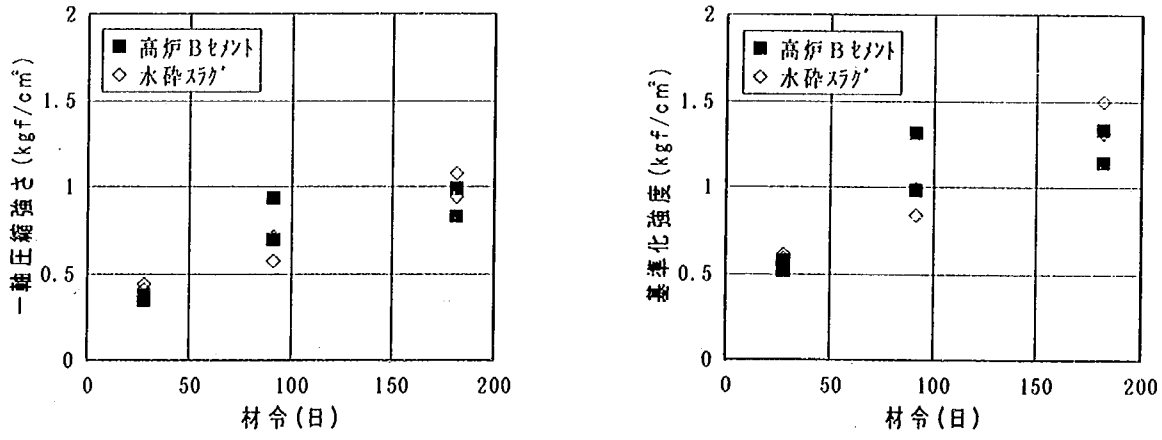
図-3.3.6より明らかなように、材令と一軸圧縮強さは相関が高く正の比例関係にある。また、前年度までの検討により、体積膨張率（ε_v）が増すと一軸圧縮強さが低下するとの知見が得られている。このことから、膨張度（体積比）を一軸圧縮強さに乗じた基準化強度（$q_u(1+\varepsilon_v)$）と材令との相関を調べたが、同様に正の比例関係にあり、強い相関が認められた。

表-3.3.6　材令と一軸圧縮強さ

共有条件：D_r=40%，$\sigma'v$=0.5tf/m²，固化材添加量 10%

材　令	q_u：(kgf/cm²)		膨張率：ε_v		$q_u(1+\varepsilon_v)$：(kgf/cm²)	
(日)	高炉 B	水砕スラグ	高炉 B	水砕スラグ	高炉 B	水砕スラグ
28	0.35	0.44	0.487	0.392	0.52	0.61
28	0.38	0.41	0.524	0.443	0.58	0.59
91	*0.70	0.72	*0.415	0.377	*0.99	0.99
91	*0.94	0.58	*0.404	0.457	*1.32	0.84
182	*0.99	*1.08	*0.352	*0.396	*1.34	*1.50
182	*0.83	*0.95	*0.375	*0.392	*1.14	*1.32

(註)：＊は今年度の実験結果を示す。



(a)材令と一軸圧縮強さ　　(b)材令と基準化強度

図-3.3.6　材令と一軸圧縮強さ

2)　一軸圧縮強さと単位セメント量の関係把握（ケース１～４）

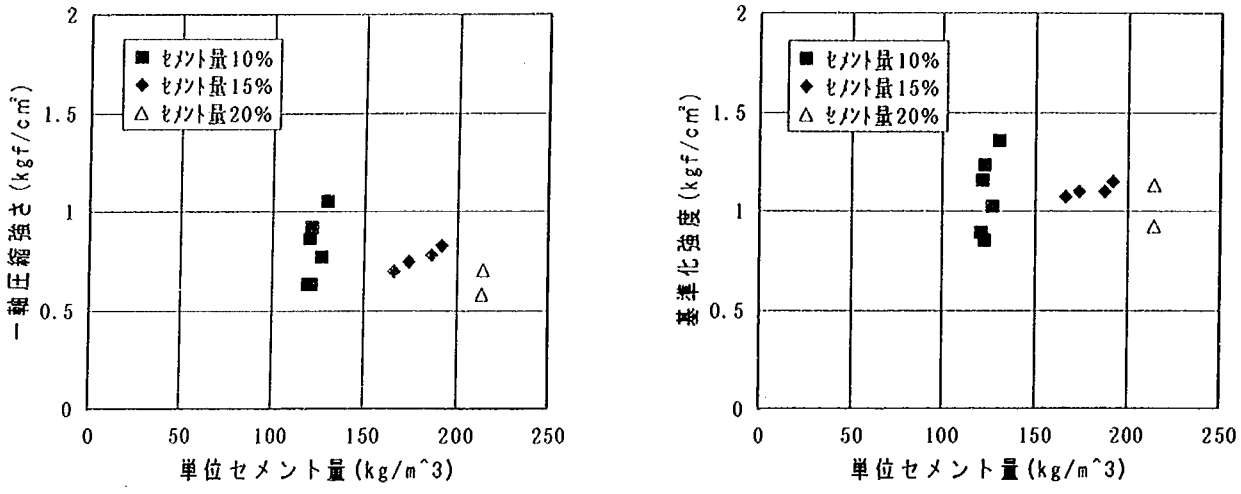
図-3.3.7に各ケースの一軸圧縮強さと単位セメント量の関係を示す。データの共有条件は、相対密度（D_r）55%、上載荷重（σ_v）1.0tf/m²、固化材添加量は10%、15%、20%の３水準である。

図から明らかなように、単位セメント量と一軸圧縮強さには正の比例関係が成り立たない。むしろ、単位セメント量が増すと一軸圧縮強さが減る傾向にある。一方、膨張率に注目すると、単位セメント量が増えると膨張率も増加する傾向にあることがわかる。このことから、一軸圧縮強さは単位セメント量に直接依存せず、むしろ膨張率との相関が高い。即ち、膨張率と負の比例関係にあるといえる。なお、単位セメント量と膨張率の間のメカニズムについては、現段階では説明できない。今後の課題である。

3) 一軸圧縮強さへの地盤種類の影響（ケース１及び４）

地盤材料が一軸圧縮強さへ及ぼす影響を調べるため、７号硅砂と豊浦砂を使用した。その他の条件は共通で、相対密度（D_r）55%、上載荷重（q_u）1.0tf/m²、固化材添加量は10%である。その結果も図-3.3.7に示してある。

今回の実験では、地盤材料の一軸圧縮強さへの影響は明確に表れなかった。



(a)単位セメント量と一軸圧縮強さ　　(b)単位セメント量と基準化強度

図-3.3.7　単位セメント量と一軸圧縮強さ

(5) まとめ

今年度の実験から、固化材料および地盤条件が一定であれば、一軸圧縮強さは材令と正の比例関係にあることが分かった。このことから、上載圧、固化材添加量及び材令をパラメータとして、一軸圧縮強さの予測が可能と考えられる。また、地盤材料が一軸圧縮強さに及ぼす影響は明確には表れなかった。

なお、固化材添加量と膨張率との間のメカニズムの解明は今後の課題である。さらに今後、本工法でのパイル強度を取り入れた液状化対策に関する設計方法を確立する必要があるが、現段階では評価方法等も確立できておらず、今後の課題として残された。

3.3.3 特殊石灰パイル工法の設計法の検討

(1) はじめに

特殊石灰パイル工法では、昨年度までに土圧の増加を考慮した特殊石灰パイル工法の設計法の適用性について考察してきた。その結果の概要は以下のようである。

① 平成5年度

・改良前後のN値増分ΔNを密度増加によるものΔN_1と土圧増加によるものΔN_2に分離し、ΔN=ΔN_1+ΔN_2とした。

・実験値による平均有効主応力とN値の関係から、土圧増加によるN値増分ΔN_2を土圧係数増分ΔKの関数で表した。

・液状化強度比Rが相対密度と平均有効主応力に比例するとして、改良後の液状化強度比の推定式を提案し、計算例を示した。

② 平成6年度

・基本的データとして、改良前後のN値の関係、改良前後の土圧係数の関係、平均有効主応力とN値の関係を再整理し、提示した。

・一連の振動台実験（平成5，6年度のケース4，7）結果を提案した設計法に適用し、最大加速度実測値から計算した改良地盤の液状化強度比と計算値を比べた場合、相対密度のみの評価よりも土圧増加を考慮した評価の方が合っていることを示した。

③ 平成7年度

・上記振動台実験に用いた7号珪砂の中空ねじり試験を実施し、液状化強度曲線の形状を求めた。

・振動台実験結果に累積損傷度理論を適用して、加振ステップごとに等価せん断応力比を計算し、実際に液状化した波数から液状化強度を算定した。

・改良前後の液状化強度の比が、相対密度の比と平均有効主応力の比の積と合っていることを示した。

(2) 土圧を考慮した設計法

平成7年度までに提案した土圧を考慮した設計法の液状化強度算定手順を以下に示す。

① 置換率F_sを仮定し、図-3.3.8に示す改良前後のN値の関係により、原地盤N値N_0から改良後N値N'を推定する。

② 改良効果として、改良前後のN値増分(ΔN)を密度増加による増分ΔN_1と側方拘束圧増加による増分ΔN_2とに分離して評価する[1]。

$$\Delta N = N' - N \qquad (3.3.1)$$

ここに N_0：原地盤N値

N'：改良後N値

ΔN：改良前後のN値の増分

$$\Delta N = \Delta N_1 + \Delta N_2 \qquad (3.3.2)$$

ここに ΔN_1：密度増加によるN値増分

ΔN_2：側方拘束圧増加によるN値増分

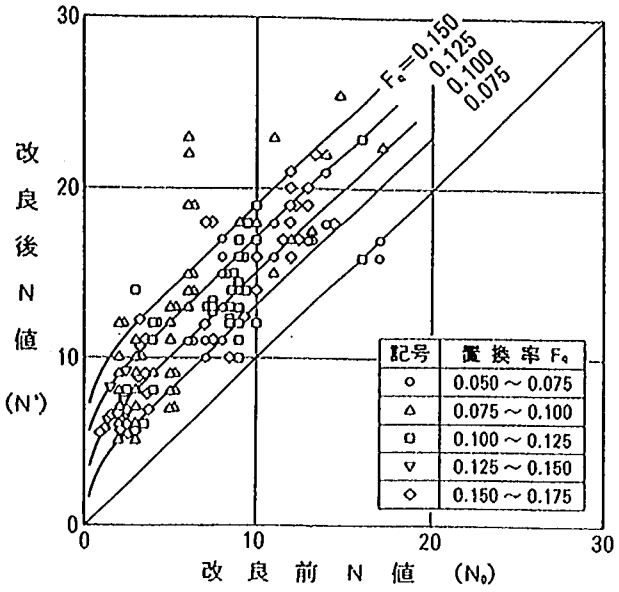


図-3.3.8　改良前後のN値の関係

ここで、図-3.3.9に示す平均有効主応力$\sigma m'$とN値の関係[2]が両対数グラフ上で勾配$\alpha=1$の直線近似で表されるとすると、N値と土圧係数の関係が式-3.3.3で表され、側方拘束圧増加によるN値増分ΔN_2が式-3.3.4により求まる。なお、液状化層としての沖積砂質土を対象にする場合は改良前静止土圧係数K_0=0.5程度と考えられ、土圧係数係数増分ΔKについても、図-3.3.10に示す改良前後の土圧係数の関係では、概ね$\Delta K \geqq 0.5$を確保している。

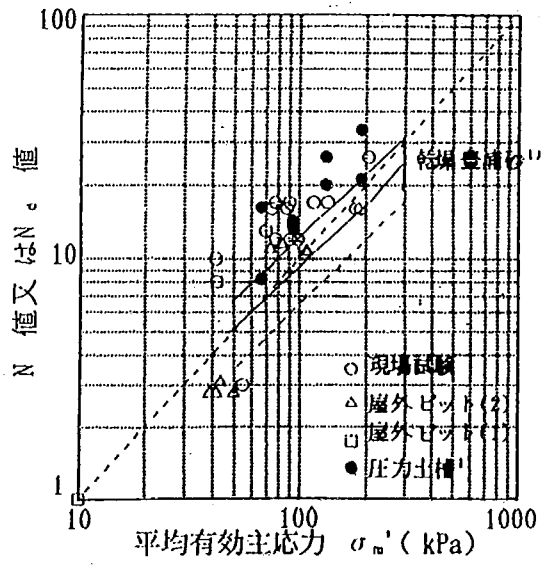


図-3.3.9　平均有効主応力とN値の関係

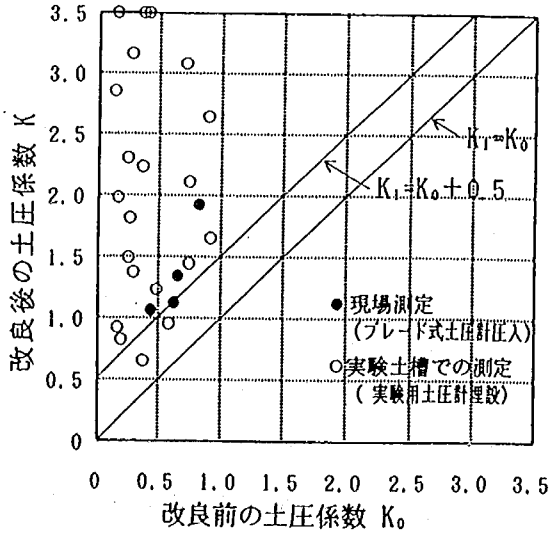


図-3.3.10　改良前後の土圧係数の関係

$$\frac{\sigma_{m1}'}{\sigma_{m0}'} = \frac{1+2(K_0+\Delta K)}{1+2K_0} = \frac{N_0+\Delta N_2}{N_0} \cdots\cdots (3.3.3)$$

$$\Delta N_2 = \frac{2\Delta K}{1+2K_0} N_0 \cdots\cdots (3.3.4)$$

ここに　σ_{m0}'：原地盤の平均有効主応力

σ_{m1}'：改良地盤の平均有効主応力

K_0：原地盤の静止土圧係数

ΔK：土圧係数増分

ΔN_2が求まれば、密度増加による増分ΔN_1は式-3.3.5で定まる。

$$\Delta N = \Delta N_1 - \Delta N_2 \cdots\cdots (3.3.5)$$

③ 改良後のN値を$N_0+\Delta N_1$として、式-3.3.7から改良前後の相対密度の比 D_r/D_{r0}を求める。

$$D_r = 21\sqrt{\frac{N}{\sigma'v+0.7}} \cdots\cdots (3.3.6)$$

$$\frac{D_{r0}+\Delta D_r}{D_{r0}} = \sqrt{\frac{N_0+\Delta N_1}{N_0}} \cdots\cdots (3.3.7)$$

④ 改良前土圧係数K_0、改良前後の土圧増分ΔKを設定して以下の式により平均有効主応力の比を求める。

$$\frac{\sigma_{m1}'}{\sigma_{m0}'} = \frac{1+2(K_0+\Delta K)}{1+2K_0} \cdots\cdots (3.3.8)$$

⑤ 改良前の液状化強度R_0に対する改良後の液状化強度Rの比R_Sが、相対密度の比と平均有効主応力の比に比例するものとして、改良後の液状化強度Rを算定する。

$$R_S = \frac{D_{r0}+\Delta D_r}{D_{r0}} \cdot \frac{\sigma'_{m1}}{\sigma'_{m0}} \cdots\cdots (3.3.9)$$

$$R = R_S \cdot R_0 \cdots\cdots (3.3.10)$$

(3) 道路橋示方書への適用

旧道路橋示方書・同解説Ⅴ耐震設計編においては、相対密度60%以下の砂層を対象として、相対密度D_rと動的せん断強度比Rの関係を以下の式で算出した。

$$R_1 = 0.0042D_r = 0.0882\sqrt{\frac{N}{\sigma'v+0.7}} \cdots\cdots (3.3.11)$$

ここに　R_1：N値と有効上載圧$\sigma'v$の関数で表される動的せん断強度比Rの第1項

したがって、上記(2)の設計法で、液状化強度が相対密度に比例しているとする計算法は、粒度の影響を受けない、きれいな砂の場合、誤差を生じなかった。しかし、平成8年12月の改訂では、動的せん断強度

比の計算式が、粒度の影響を考慮した補正N値Na=14（きれいな砂の場合、相対密度で60%に相当）を境として、相対密度の増加に応じて動的せん断強度比が急増するものに改められ、その結果、上記(2)の設計法では、液状化強度のうち密度の項が過小評価されることになった。そこで、改訂された道路橋示方書の方法に準じ、新たに土圧を考慮した設計法を提案した。その要点は、以下のようである。

① 土圧係数増分ΔKに安全率を考慮し、設計用土圧係数増分ΔK_Lを設定した。

② N値増分ΔNのうち、密度増加によるN値増分ΔN_1を原地盤N値N_0に加えた（$N_0+\Delta N_1$）を密度増加による改良後N値として、密度増加による改良後の繰返し三軸強度比R_Lを算出した。

③ 繰返し三軸強度比R_Lから動的三軸強度比Rへの変換が、地震動の不規則性に関する補正係数C_2と、拘束応力に関する補正係数$C_1=(1+2K_0)/3$によって行われる[3]ことから、土圧増加による液状化強度の割り増し係数R_sを$(1+2K_0)/3$に乗じてC_1の補正を行った。

新たに提案した土圧を考慮した設計法の改良仕様設定手順を以下に示す。

① (2)と同様である。

② (2)と同様である。

③ 液状化層としての沖積砂質土を対象にする場合は改良前静止土圧係数$K_0=0.5$程度と考えられるが、K_0および改良前後の土圧係数増分ΔKについては、地盤条件、置換率等を勘案、検討のうえ設定する必要がある。また、改良前静止土圧係数K_0および改良前後の土圧係数増分ΔKに関しては、土圧計などにより実際に計測、監視して現場データの蓄積を図るとともに、必要とする改良効果が得られているかどうか確認することが望ましい。参考として、パイル中間地点における改良前後の土圧係数の関係を図-解4.3.10に示すが、パイル中間地点の土圧係数増分ΔKとしては概ね0.5以上を確保している。

ここで、中規模地震動（L－1）に対しては、液状化の発生ならびに盛土構造物の有意な沈下を許容しないという高い設計目標水準が求められ、大規模地震動（L－2）時の盛土構造物の挙動に関して不明な部分も多いことから、外乱の影響などによる突発的あるいは長期的な側方拘束圧の低下を考慮して、設計上の改良前後の土圧係数増分ΔKは、設計上余裕をもたせたものとして、以下の式で表すこととする。

$$\Delta K_L = \frac{1}{F_{Sk}}\Delta K \cdots\cdots (3.3.12)$$

ここに　ΔK_L：設計用土圧係数増分

ΔK　：パイル中間地点の土圧係数増分

F_{sk}：土圧係数増分に対する安全率（=2.0）

④ 式-3.3.5から得られる密度増加による改良後N値（$N_0+\Delta N_1$）により、密度増加による繰返し三軸強度比R_Lの算定を行う。

⑤ 繰返し三軸強度比R_Lから動的三軸強度比Rの変換は、地震動の不規則性に関する補正係数C_2と、拘束応力に関する補正係数$C_1=(1+2K_0)/3$によって行われる[3]。

$$C_w = C_1 \cdot C_2 \cdots\cdots (3.3.13)$$

$$R = C_w \cdot R_L \cdots\cdots (3.3.14)$$

ここに　C_w：繰返し三軸強度比を動的せん断強度比に変換する補正係数

C_1：地震動の不規則性に関する補正係数

（タイプⅠ地震動では1.5，タイプⅡ地震動では1.5～3.0）

C_2：拘束応力に関する補正係数（$=(1+2K_0)/3$，$K_0=0.5$のとき0.67）

側方拘束圧の増加による動的せん断応力比τ_d/σ_m'の低下効果を補正係数C_wの割増しに反映させる係数R_sは、図-3.3.11から式-3.3.15により算出する[1]。

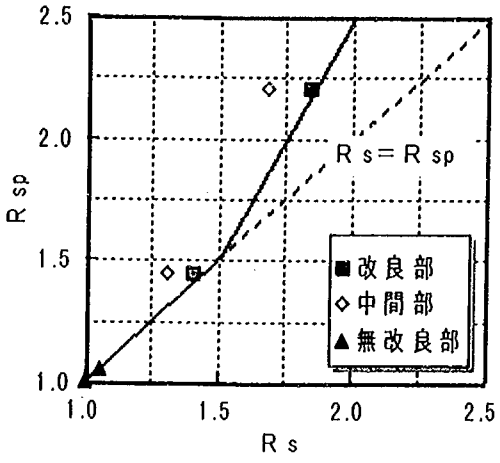


図-3.3.11　平均有効主応力と割増係数

ここに　R_s：側方拘束圧の増加による補正係数C_Wの割増係数

$$\left.\begin{array}{ll} Rs = Rsp & (Rsp \leq 1.5) \\ Rs = \dfrac{3+2Rsp}{4} & (Rsp > 1.5) \end{array}\right\} \cdots\cdots (3.3.15)$$

R_{sp}：改良前後の平均有効主応力の比　$\left[=\dfrac{1+2(K_0+\Delta K_L)}{1+2K_0}\right]$

⑥　補正係数C_wを式-3.3.16から求め、式-3.3.14により動的せん断強度比Rを算出する。

$$C_w = R_s \cdot C_1\ C_2 \cdots\cdots (3.3.16)$$

以上の特殊石灰パイル工法の土圧を考慮した方法の改良仕様設定手順を図-3.3.12に示す。

(4) まとめ

① 昨年度までに提案した設計法を改良し、実設計に用いることのできる土圧を考慮した設計法を提案した。

② 締め固めた地盤のN値の増加や液状化強度の増加は、密度の増加と側方拘束圧の増加の相乗効果によるものと考えられる。一般的には、密度増加のみを定量化した既存の設計法が設計上安全側であるという判断から、側方拘束圧の増加による液状化強度の増加効果は、安全余裕として設計法に取り入れられていないが、土圧増加を積極的に取り入れた方法を提案した。

③ 上記の方法について、現段階では、N値と側方拘束圧の関係や室内の液状化強度と原位置の液状化

強度の関係等未だ確立していない部分もあるため、今後の研究で実績データの蓄積などを図り、有効性を明らかにする必要性がある。

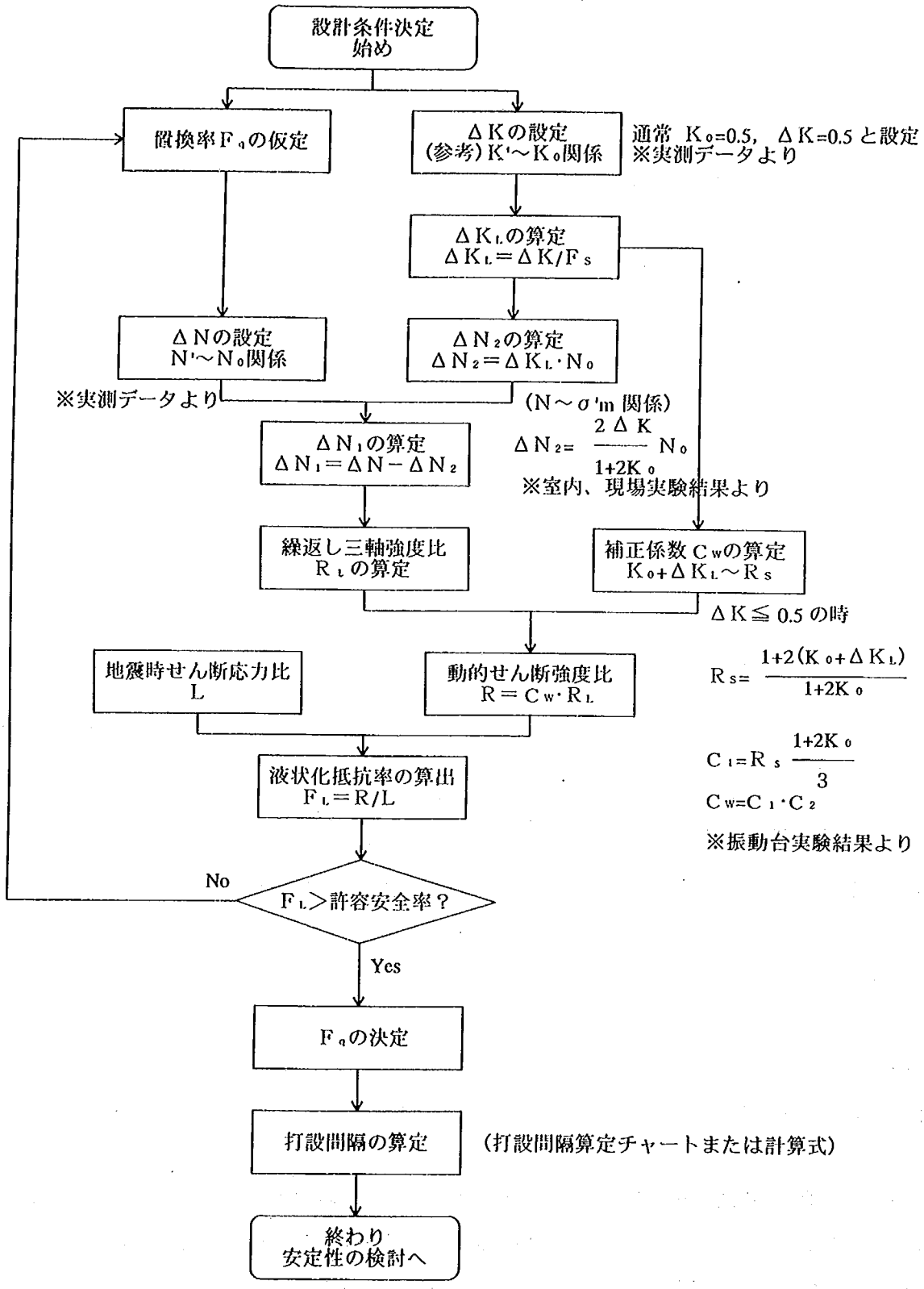


図-3.3.12　土圧を考慮した設計法の改良仕様設定手順

3.3.4 まとめと残された課題

(1) 成果のまとめ

【長期安定性に関する屋外ピット試験について】

① 4年材令の特殊石灰パイルの一軸圧縮強さq_uは、3年材令に比べてさらに大きくなり、40tf/m²以上と1年材令に比べ400%の伸びになった。三軸圧縮試験結果はc=9.7 tf/m², ϕ=31° であった。消化した部分は、まだ完全に固結した状態ではなく、指で強く押すと跡が付く程度であった。

② 3年材令の特殊石灰パイルの掘り出しサンプルより消化した石灰塊を取り出し、その密度、含水比測定結果より、膨張率を求めると2 ～3 になり、本パイルの膨張率0.4 を裏付けるものであった。

【パイル強度の増加に関する実験について】

① 拘束条件として、上載圧$\sigma'v$を0.5 tf/m²、実験地盤のパイル打設時の相対密度D_rを55%に、また固化材配合割合を10%に固定して、材令と一軸圧縮強さの関係を調べた結果、固化材種類として高炉セメントB種、水砕スラグ微粉末のいずれにおいても、正の比例関係が認められた。

② 拘束条件として、上載圧$\sigma'v$を1.0 tf/m²、実験地盤のパイル打設時の相対密度D_rを55%に固定し、セメント添加量を10%、15%、20%の3水準として、単位セメント量と一軸圧縮強さの関係を調べたが、両者の間に正の相関関係は得られなかった。

③ 拘束条件として、上載圧$\sigma'v$を1.0 tf/m²、実験地盤のパイル打設時の相対密度D_rを55%に固定して、7号珪砂と豊浦砂の比較実験を行ったが、両者における一軸圧縮強さの差は認められなかった。

【設計法の検討について】

① N値とK値を指標にした静的設計法試案を現在までのデータを使って提案した。

② 盛土構造物あるいは線状、面状地中構造物に対する本工法の設計については、改良仕様を決める際に、この設計法に基づいて液状化強度Rを定めることにした。地震時せん応力比Lは各構造物毎の基準類に基づいて決め、R＞Lとなるように特殊石灰パイルの仕様を決める静的設計法の提案をした。

(2) 残された課題

今後に残された課題を以下にまとめる。

【長期安定性に関する屋外ピット試験について】

① 材令4年に至るまで、一軸圧縮強さq_uは着実に増加しており、現段階の判断では、長期安定性に対する懸念はないと考えられる。平成9年度に材令5年として残り2本の強度試験を行い、本実験は終了するが、今後も実施工パイルの長期安定性の調査を引き続き進める必要がある。

【パイル強度の増加に関する実験について】

① パイル体強度については、膨張率と有効上載圧が大きな因子となる、すなわち膨張率が小さいほど、有効上載圧が大きいほどパイルの一軸圧縮強さが大きくなることがわかったが、パイル体の膨張メカニズムに不明な点が多い。

② パイルの膨張率については、外的要因としてパイル間地盤の空隙量（置換率とパイル間地盤の密度で決まる）、有効上載圧、内的要因としてパイルの石灰添加量、パイル体の初期密度などが密接に関

連していることが想定されるが、本共同研究では、それらの因子との良い相関が得られなかった。

③ セメント添加量を増加させると、他の条件を一定に保っても、膨張が進行し、セメント添加量の増加に見合うだけのパイル体強度の増加が得られない傾向がある。現状では、特殊石灰25%、高炉セメント10%を標準配合としているが、特殊石灰とセメントの配合割合については、今後とも検討の余地がある。

【設計法の検討について】

① 昨年度までに提案した設計法を改良し、実設計に用いることのできる土圧を考慮した設計法を提案したが、現段階では、N値と側方拘束圧の関係や室内の液状化強度と原位置の液状化強度の関係に様々な意見があるため、当面実施工において実績データの蓄積を図り、土圧を考慮した設計法の妥当性を検証する必要がある。

(戸田建設)

参考文献

1)光成高志，松尾　修、古関潤一：土圧増加を考慮した特殊石灰パイル工法の設計法に関する研究，第30回土質工学研究発表会，pp.2297～2298，1995

2)古賀泰之，古関潤一，鵜田修三，三原正哉，松原勝己：動的貫入試験結果に及ぼす静止土圧係数の影響（その2），第24回土質工学研究発表会，pp.44～45，1989

3)松尾　修：液状化の判定法と耐震設計，基礎工，Vol.25，No.3，pp.34～39，1997

4)柴田　靖，松下清一，渡辺稔明，朝倉弘明：特殊石灰パイルにより改良した地盤の液状化強度の算定，土木学会第51回年次学術講演会講演概要集第3部，1996

3.4 コンパクショングラウチング工法の設計・施工法の検討

コンパクショングラウチング工法は、地盤中に非流動性の注入材を圧入して、地盤補強、建築物基礎の補強を図る注入工法のひとつである。この工法では一般の薬液注入のように注入材が地盤に浸透することなく、注入点付近で地盤を押し拡げて注入材を強制的に充填させることが要求される。したがって、地盤に浸透できない極めて流動性の低いソイルモルタルなどを地盤中に高圧注入させることにより所期の目的を果たすことが可能となる。

設計上の注入範囲に正確に注入材を充填させることができれば、既設構造物を対象とした液状化対策や、地盤・基礎の補強方法として期待できる工法であるが、地盤中における注入材の挙動などに関しては不明な部分がある。このため、地盤中における注入材の挙動を鮮明にして、注入効果が期待できるような設計法(簡易設計法)、施工技術を確立させることが必要である。そこで、

1) 注入材とその形状
2) 実施工における周辺地盤への影響
3) 実施工における地盤のN値の変化

について実験、観測測定した結果について報告する。

3.4.1 コンパクショングラウチング工法の注入材料の特性と形状について

注入材料の特性と注入体形状について室内実験の結果について報告する。

(1) 注入材料の加圧脱水試験結果について

コンパクショングラウチング工法が目的の効果を発揮するためには、設計上の位置に計画どおりの形状に固結させることが必要であるが、この固結形状は注入材の性状により大きく変化することが判っている。また、極めて流動性の低いソイルモルダルを注入するので高圧となり、圧送性や材料の脱水収縮も問題となる。注入材料はこれらの条件を満足することが重要である。使用材料はセメント、砂のほか若干の礫分と細粒分を加えて配合し、コンクリートスランプで5cm程度以下のものを用いている。従来米国では図-3.4.1に示す骨材の粒度配合が経験的に提案されているが、日本では現地発生材の性質が若干異なることもあるため、まだ最適な骨材配合は明らかにされていない。そこで本実験では図-3.4.1の範囲を参考に注入材を表-3.4.1、図-3.4.2に示すように礫分、砂分、シルト粘土分の比率を組合せにより、6種類調整し、骨材配合が注入材性状に及ぼす影響を検討することとした。

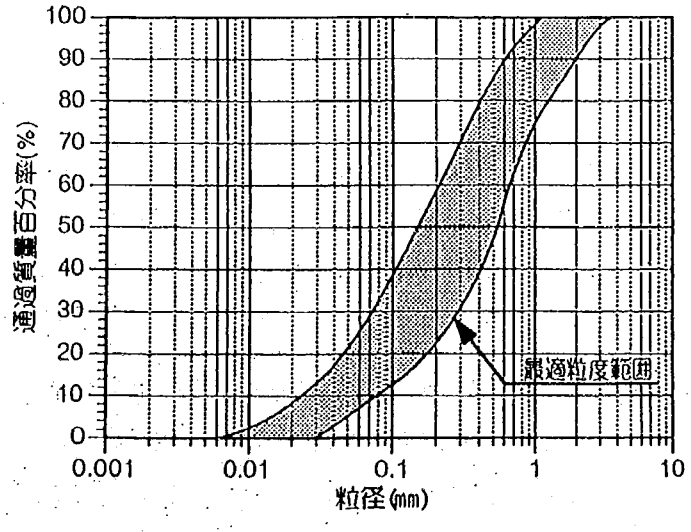


図-3.4.1 骨材の最適粒度組成 (Wanrner, 1982)

表-3.4.1　注入材配合表(1m³当り)

配　合	①	②	③	④	⑤	⑥	③'
骨材※　(kg)	1,371	1,251	1,371	1,220	1,371	1,177	1,251
セメント (kg)	161	147	161	144	161	139	147
水　(kg)	439	488	439	500	439	518	488
水／骨材 (%)	(32)	(39)	(32)	(41)	(32)	(44)	(39)
スランプ (cm)	2.0	0	1.0	0.5	0.5	1.0	7.0

(セメント/骨材＝160kg/1360kg)

※　骨材の配合

配　合	①	②	③	④	⑤	⑥	③'
礫　分　(%)	30	30	20	20	10	10	20
砂　分　(%)	55	40	65	50	75	60	65
シルト粘土分(%)	15	30	15	30	15	30	15

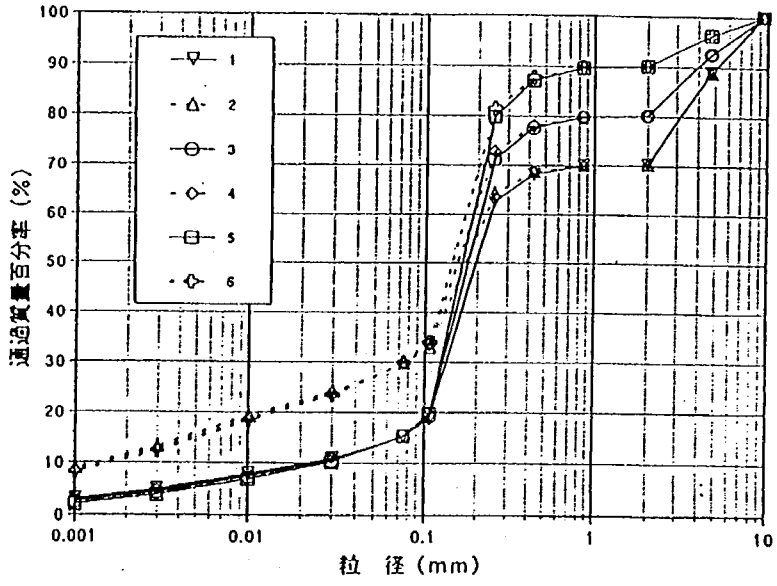


図-3.4.2　注入材の粒径加積曲線

①③⑤がシルト粘土分の少ないグループ、②④⑥が多いグループである。注入材の性状に関しては、スランプ試験及び脱水試験により調査した。実用の注入材料はスランプが2cm程度の材料である。④と⑤を比較するとスランプが共に0.5cmであるが、④の方がシルト粘土分が大きくその分だけ含水比も多い。③'は比較のため、③の含水比を増してスランプを大きくした配合である。

図-3.4.3に加圧脱水試験装置を示す。加圧脱水試験は、直径10cmの円筒容器に高さ10cmの注入材を満たし、上部より加圧した場合の脱水量と荷重の関係を調べるものである。試験方法は、1kgf荷重で1分間載荷した後、2,4,6,8,16,32,64kgf/cm²と荷重を徐々に増加させた。脱水は下端のみを可能とし、各荷重段階で3分間載荷することとした。なお、注入材の下には、7cm厚さの砂(間隙比＝0.76)を敷いている。

図-3.4.4に脱水試験結果を示す。脱水率は、スランプの大きいものほど大きい傾向にあるが、同程度のスランプであれば、シルト分以下の配合量が多いものが含水比が大きく脱水率も大きい傾向にある。実工事における注入圧は、20～40kgf/cm²程度になる。スランプが0～2cmの注入材でも脱水率は8～17%になる。

こうした実験結果より設計時の注入量算定において

$Q = As / \alpha$

Q ：注入量(m^3/m)

As：固結体断面積(m^2)

α ：脱水収縮係数

とし、脱水収縮係数：$\alpha = 0.8 \sim 1.0$を見込むこととしている。

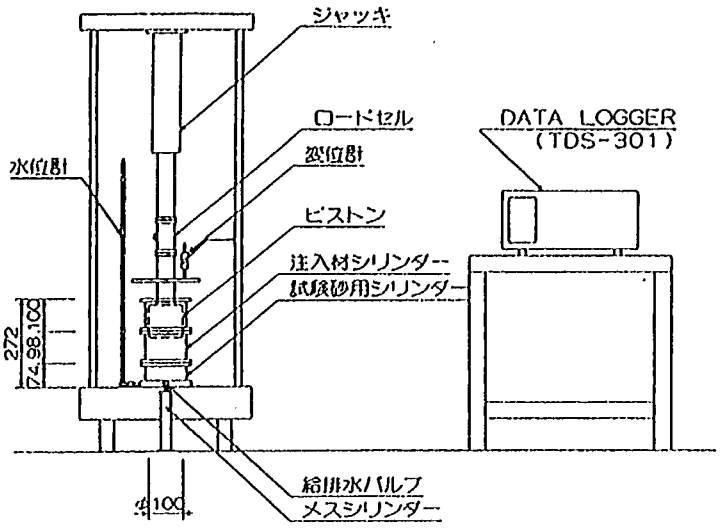


図-3.4.3 加圧脱水試験装置

(2) 注入材の形状について

注入材料特性と地中形状についての室内実験の結果を報告する。注入材配合は、表-3.4.2、図-3.4.5に示す9通りとする。

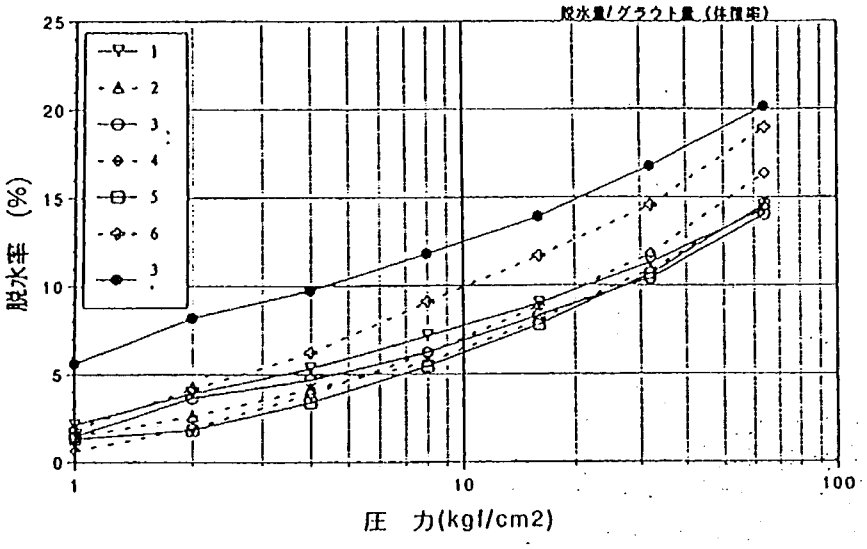


図-3.4.4 脱水試験結果

礫混入量に対する最大脱水量を図-3.4.6に示す。この図より礫混入量が増大するにつれ、脱水量は減少する傾向を示している。図-3.4.7にスランプ試験結果を示す。この図より含水比が14%程度においてスランプ値が10mmのときの含水比：W_{10}を得ることがわかる。図-3.4.8にW_{10}と礫混入量との関係を示している。図-3.4.8より明らかに礫混入量が多くなるにつれてW_{10}は減少することがわかる。

表-3.4.2 注入材の配合表

配合	川砂利 2.0mm以上	洗 砂 2.0～0.42mm	豊浦砂 0.42～0.075mm	粘土セメント 0.075mm以下	均等係数
Ⓐ	0	20	50	30	35.0
Ⓑ	5	55	30	10	10.7
Ⓒ	0	0	70	30	26.7
Ⓓ	30	30	30	10	17.1
Ⓔ	0	65	35	0	20.0
Ⓕ	5	15	50	30	35.0
Ⓖ	20	40	30	10	12.0
Ⓗ	40	25	25	10	28.6
Ⓘ	30	30	25	15	60.0

(配合は重量比，%)

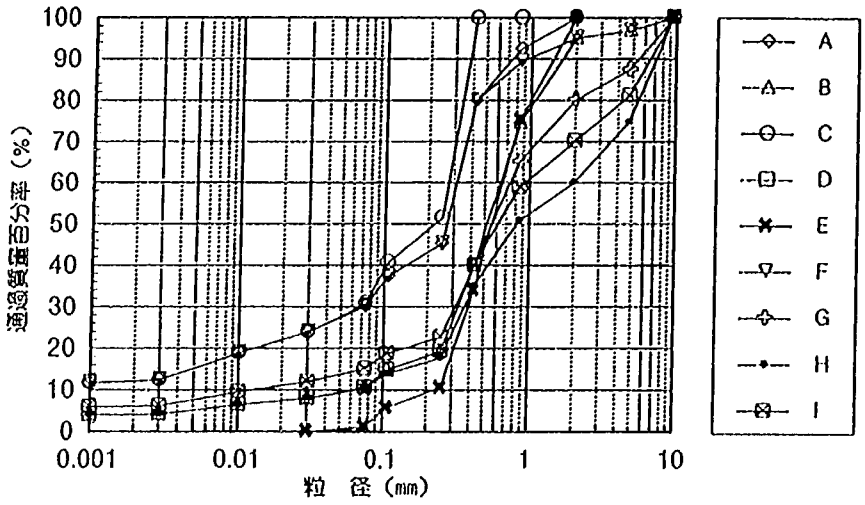


図-3.4.5　粒径加積曲線

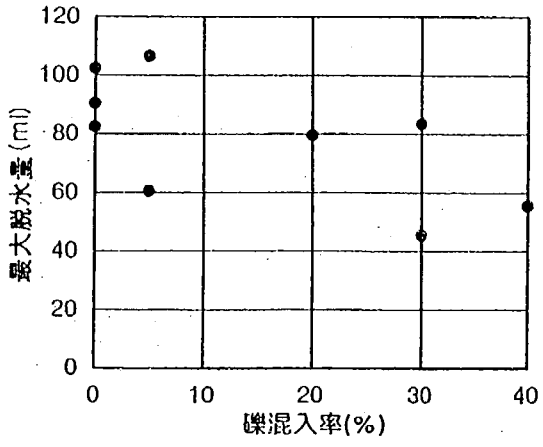


図-3.4.6　最大脱水量

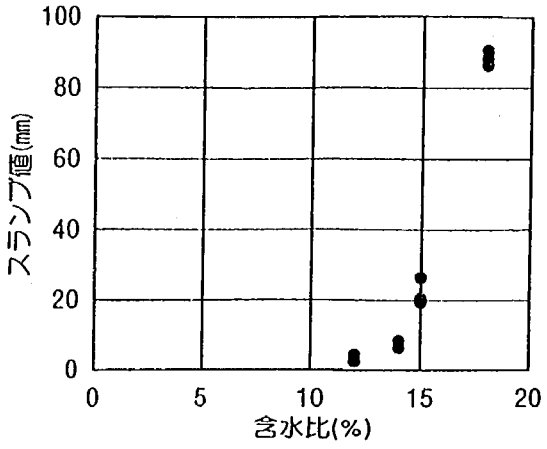


図-3.4.7　スランプ値

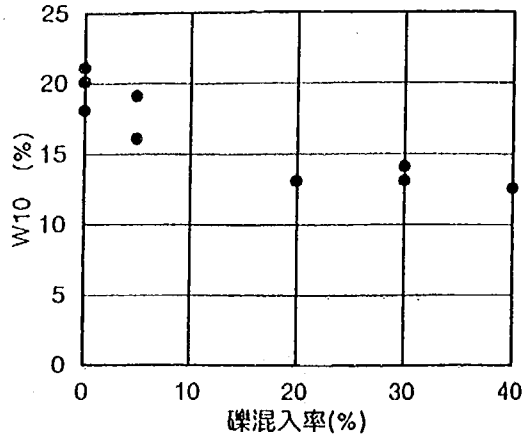


図-3.4.8　W_{10}-礫混入率

小型注入模型実験(図-3.4.9)により注入材の形状実験を行った。この実験は、圧送ピストンによって注入槽にグラウトを注入し、注入状況を検討するものであり、表-3.4.2の注入材の内、9種類の配合で注入実験を行ったがⒶⒷⒸⒹⒻの配合では注入不可能であった。これらの材料では、礫混入率が5%以下の材

料であった。一方、注入可能な材料配合は、礫混入率が20%～40%の範囲でこれらの注入後の注入材形状を図-3.4.10に示す。この図より、形状を比較すると、礫混入率30%のときが、最も球状に近い形状を示すことがわかる。このことから、礫混入率の少ない場合、注入に際してホース内(特に注入口付近)で脱水作用が大きく、脱水することにより、材料は流動性をなくするため、圧送できなくなると考えられる。

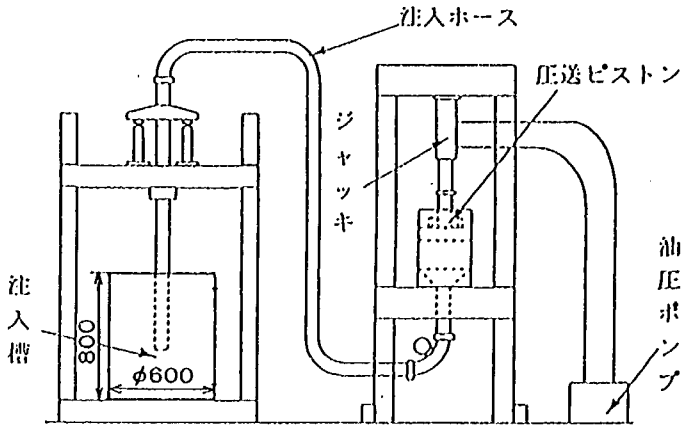


図-3.4.9　小型注入実験装置

配　合	Ⓓ	Ⓖ	Ⓗ	Ⓘ
礫混入率（%）	30	20	40	30
スケッチ				

図-3.4.10　注入材の形状

3.4.2　実施工による周辺地盤への影響

コンパクショングラウチング工法によって、地中に注入材を圧入した周辺地盤への影響を把握するために、土圧計及びパイプひずみ計を設置して計測した結果について報告する。コンパクショングラウチング工法の注入配置および計測配置を図-3.4.11に示す。

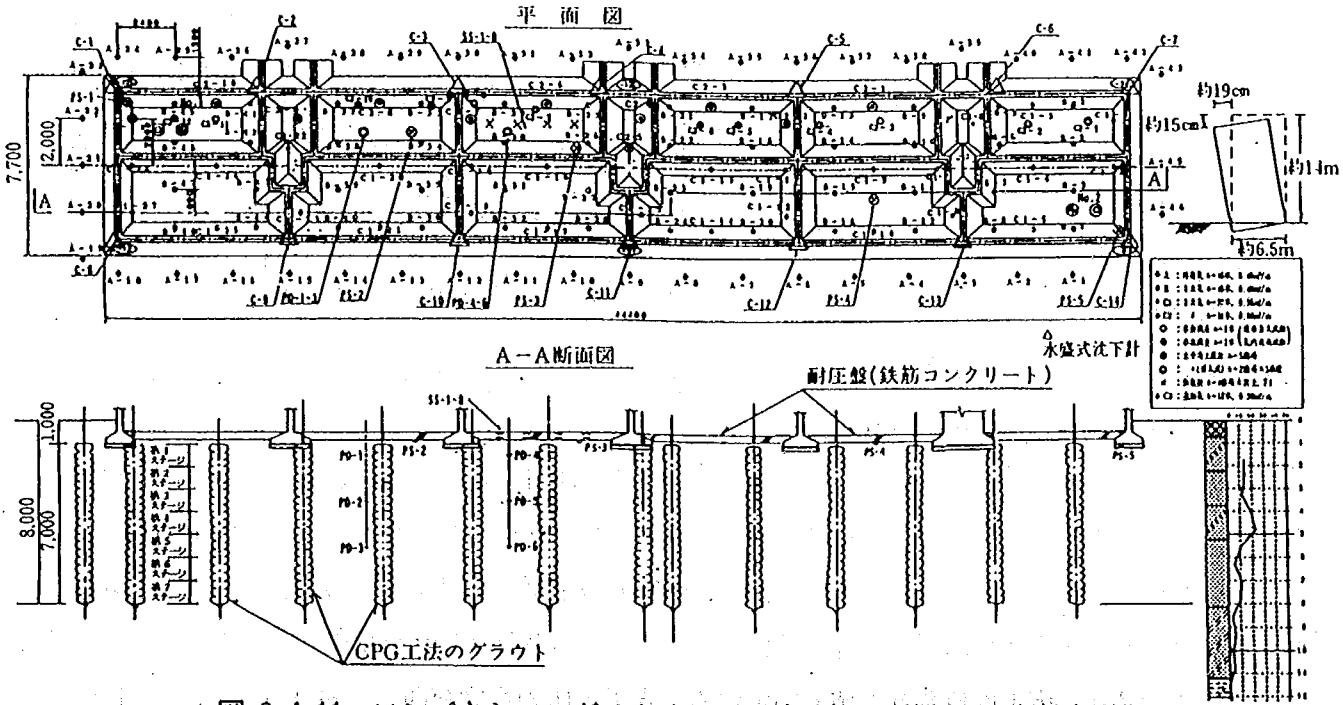


図-3.4.11　コンパクショングラウチング工法の注入配置および計測配置

(1) 鉛直土圧、水平土圧の計測結果及び伝播状況

図-3.4.12にコンパクショングラウチングの施工中における鉛直土圧の計測結果の代表例を示す。また図-3.4.13は、コンパクショングラウチング注入地点と各土圧計までの伝播状況を示したものであり、図中の数字は最大注入圧力に対する注入中の土圧計の最大圧力の百分率を表したものである。

コンパクショングラウチング施工中に、鉛直土圧が経時的に減少している。これは、コンパクショングラウチング施工によって、上載荷重(建物)が持ち上げられたため、土圧が開放されたものと推定される。鉛直土圧の影響範囲は3m以上離れると、ほとんど圧力増加
が認められない。影響範囲は注入点より上方3m迄と推定出

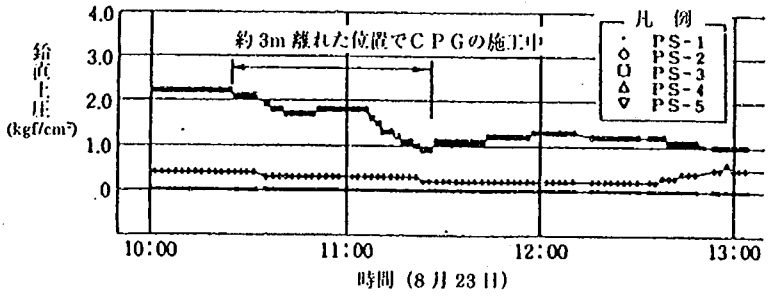


図-3.4.12 鉛直土圧の計測結果(代表例)

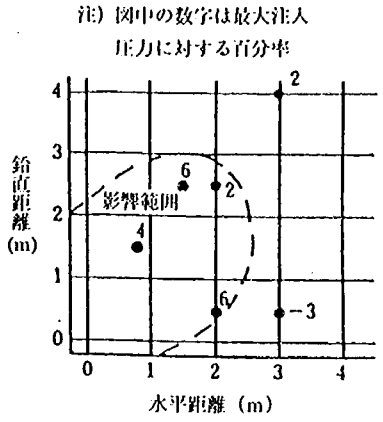


図-3.4.13 鉛直土圧の伝播状況

来る。水平方向は、3m離れた位置で減圧した地点も認められたことにより、影響範囲は3m以内と推定される(ただし、コンパクショングラウチングの造成径平均ϕ≒70cmの場合)。

図-3.4.14にコンパクショングラウチングの施工中における水平土圧の計測結果の代表例を示す。また、図-3.4.15は、コンパクショングラウチング注入地点と各土圧計までの伝播状況を示したものであり、図中の数字は最大注入圧力に対する注入中の土圧計の最大圧力の百分率を表したものである。

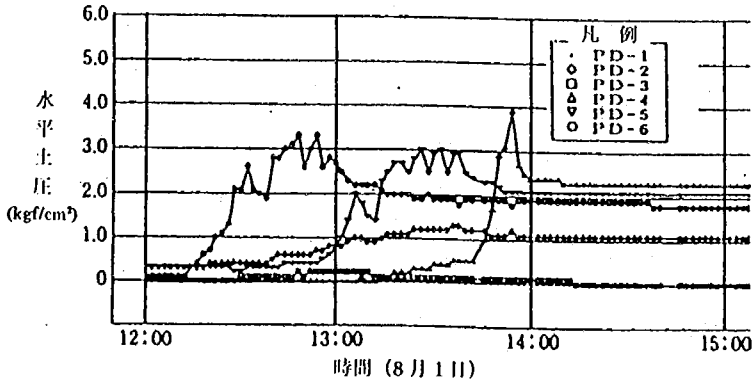


図-3.4.14 水平土圧の計測結果 (代表例)

水平土圧の計測結果に着目すると、コンパクショングラウチングが施工される順番に応じて、水平土圧が上昇することがわかる。一つの土圧計に着目すると、コンパクショングラウチングの注入により土圧は上昇する。そして、コンパクショングラウチングが土圧計の深度を通過すると、水平土圧は減少して安定する。このことより、注入部付近の水平土圧は上昇するが、注入部より鉛直方向に移動した位置の水平土圧はあまり上昇しない。また、コンパクショングラウチングにより上昇した土圧はその値を保持せず、応力開放された値で安定する。水平土圧の影響範囲は、鉛直方向は図-3.4.16より

2mの影響範囲と推定した。水平方向は、3m離れた位置においても最大注入圧の9%の土圧増加が認められた。しかし、4m離れた位置では土圧増加が認められなかったことにより、影響範囲は4m以内程度と考えられる。

これらのことを総合すると、コンパクショングラウチング工法の影響範囲は、図-3.4.16に示したように2～4mの球体状であり、注入部下方(以深)にはほとんど影響しないようである。

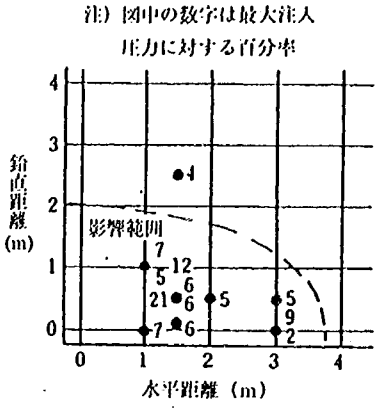


図-3.4.15　水平土圧の伝播状況

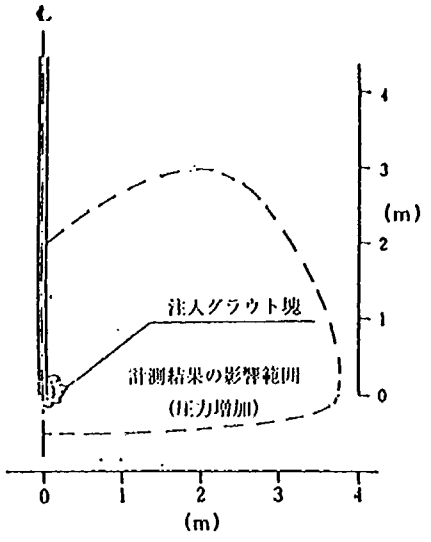


図-3.4.16　ｺﾝﾊﾟｸｼｮﾝｸﾞﾗｳﾁﾝｸﾞ工法の影響範囲モデル

(2) パイプひずみ計による地中変位の計測結果について

パイプひずみ計から求めた、注入10日後、15日後、20日後における地中水平変位量を図-3.4.17に示す。計測結果から最大4mm程度の変位量であり、変位の形態もそれほど変化は認められない(コンパクショングラウチングの施工位置からの最短距離は約1.5mであった)。

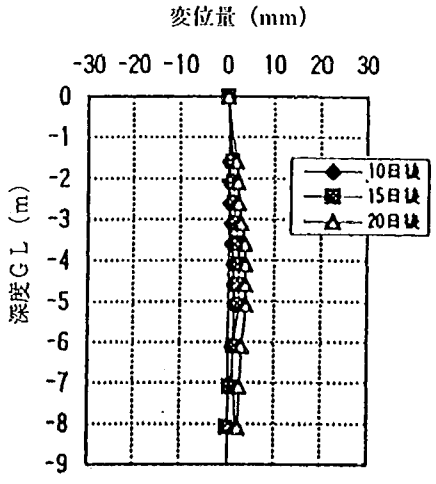


図-3.4.17　地中水平変位分布

3.4.3　実施工によるN値の変化

コンパクショングラウチング工法は、従来、傾斜建物の不同沈下の是正や、砂質土地盤の静的締固めに使用されている。地盤の締固めを目的として施工し、注入前後のN値を調査した結果を注入率で分類して示すと図-3.4.18のようになる。このときの、注入前N値と増加N値の関係は図-3.4.19のようになる。また参考として、設計N値と注入後のN値との関係を図-3.4.20に示す。これらの結果により、注入率が高いほどN値の増加も大きくなっていることがわかる。

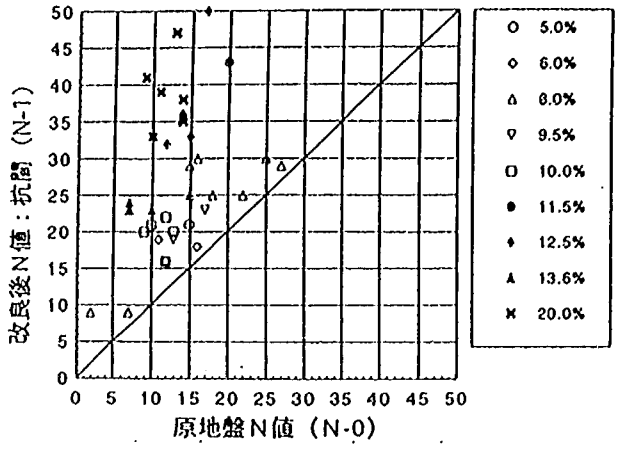


図-3.4.18　注入前後のN値比較

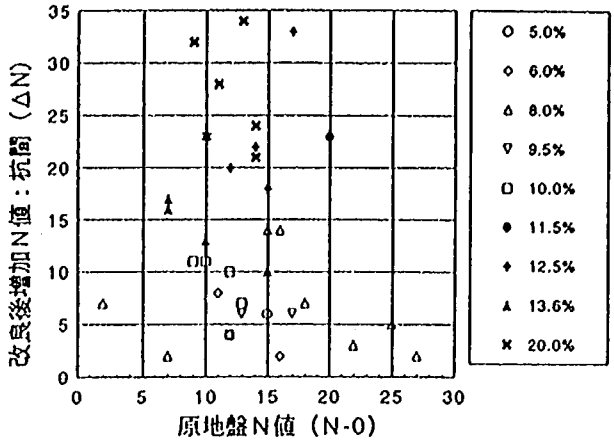
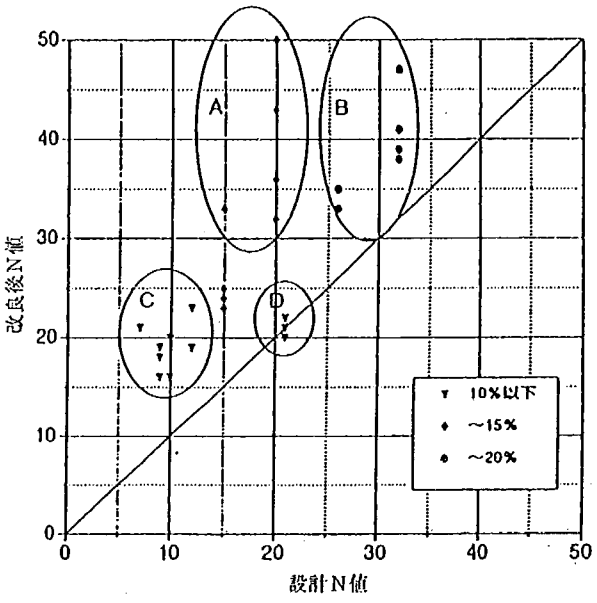


図-3.4.19　注入前N値と増加N値の関係



※A、Bの設計時における鉛直有効応力は地表面からの有効応力であり、実測値は注入することにより一時的に最大3.0kgf/cm²程度、平均的には1.0kgf/cm²程度の上載荷重が加わったと考えられる。

C、Dは最大0.3kgf/cm²の上載荷重が加わったと考えられる。

図-3.4.20　設計N値と注入後N値の関係

3.4.4　まとめと残された課題

コンパクショングラウチング工法の注入材料については、この研究期間中にほぼ完成された配合、材料を把握することが出来た。注入による影響範囲(土圧上昇範囲)は、比較的狭所(注入半径の8倍程度)であることがわかった。また、その影響は注入位置により上部に伝播される。注入によるN値の上昇は、砂質土については注入率との相関性があることが把握できた。これらのデータをさらに収集して、簡易設計法を確立したいと考えている。また、注入圧力と目標N値の関係も把握して、施工の合理化を図りたいと考える。

(三信建設工業)

3.5 深層混合処理工法の設計・施工法の検討

3.5.1 設計法の検討

(1) 簡易設計法の検討

既往の深層混合処理工法の簡易設計法[1]は、改良地盤の外的安定、内的安定、支持力、鉛直せん断、水平せん断および改良地盤系全体の円弧すべりの安定等の検討を行ない、最適な改良断面を決定している。

改良地盤の必要範囲は、改良体に作用する外力、すなわち地震時の改良地盤の慣性力、あるいは土水圧の評価によって大きく変わってくる。

これまで既往の設計法について、改良地盤の慣性力の低減の可能性、粘性土層に根入れした場合の地震時土圧の扱いやその場合の格子内未改良土の扱いの検討を実施してきた。今年度は、外力（慣性力、土水圧）をパラメータとして改良範囲に対する影響を調べた。また、簡易設計法において外力の設計値の妥当性について検討を行なった。

1) 改良体に作用する外力に対する改良範囲の感度分析

前回の共同研究[1]における振動台実験等により得られた成果では、以下のものがある。

・改良体に作用する動的水平外力には慣性力と側圧力（土水圧）が考えられるが、入力加速度にかかわりなく慣性力の占める割合が側圧力に比べて高い。

・改良体に作用する動的水平外力の転倒モーメントには、慣性力によるものと側圧力によるものがあるが、入力加速度が大きくなると慣性力によるモーメントの割合が側圧力によるものに比べ高くなる。

今回は、上記のことを踏まえ、既往の設計法における、改良体に作用する慣性力と側圧力（土水圧）の大きさが改良範囲に与える影響を調べることにした。

a. 従来の設計法による改良断面

図－3.5.1に示す計算断面（盛土高４ｍ、液状化層厚１０ｍ）において、改良タイプを法尻改良に適用した場合の最適な改良断面は、図－3.5.2に示す結果となった。

b. 改良体に作用する慣性力および土水圧を低減した設計の検討

改良体に作用する慣性力および土水圧が改良範囲に与える影響度合いを調べた。慣性力を低減した場合、また土圧および動土水圧を低減した場合の計算を実施した。慣性力の低減方法は、設計用地震力を深度に無関係に一律に低減した。土圧および動土水圧の低減方法は、任意の深度における値を深度に無関係に一律の低減率でもって低減した。a. で実施した計算断面について検討した結果を図－3.5.3に示す。これより得られた知見は以下のようになる。

・慣性力だけを低減した場合（現状の設計値に比べて慣性力のみを30％低減させた場合：従来の設計法（慣性力および土水圧を低減しない場合）による改良断面に比べて約４割の改良土量が低減された。

・慣性力と土水圧の両方を低減した場合（現状の設計値に比べて30％低減させた）：従来の設計法による改良断面に比べて約５割の改良土量が低減された。

盛土高４ｍ、液状化層厚１０ｍ、法尻改良タイプ

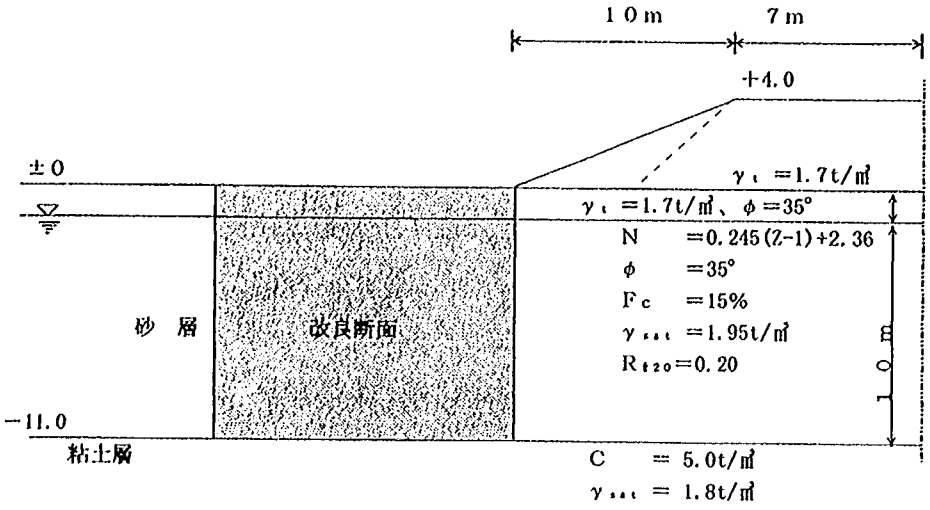


図-3.5.1　計算断面

法尻改良タイプの場合：設計用地震力 kh＝0.18

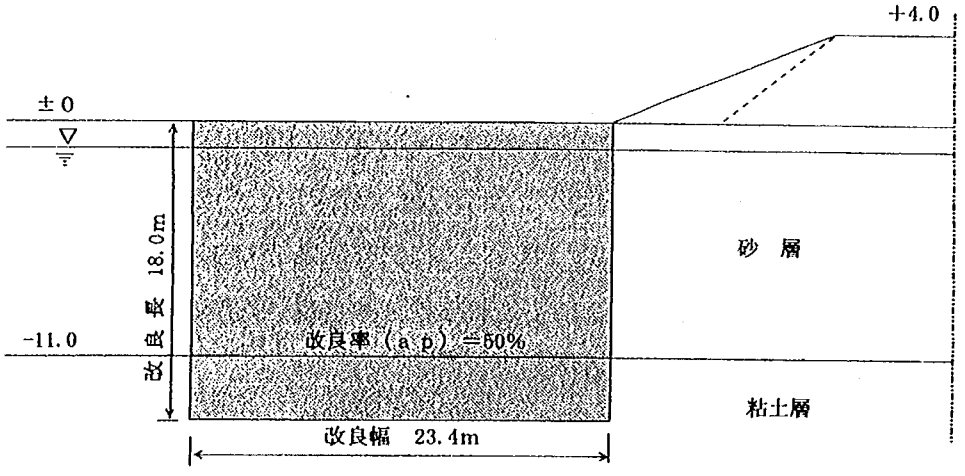


図-3.5.2　最適改良断面

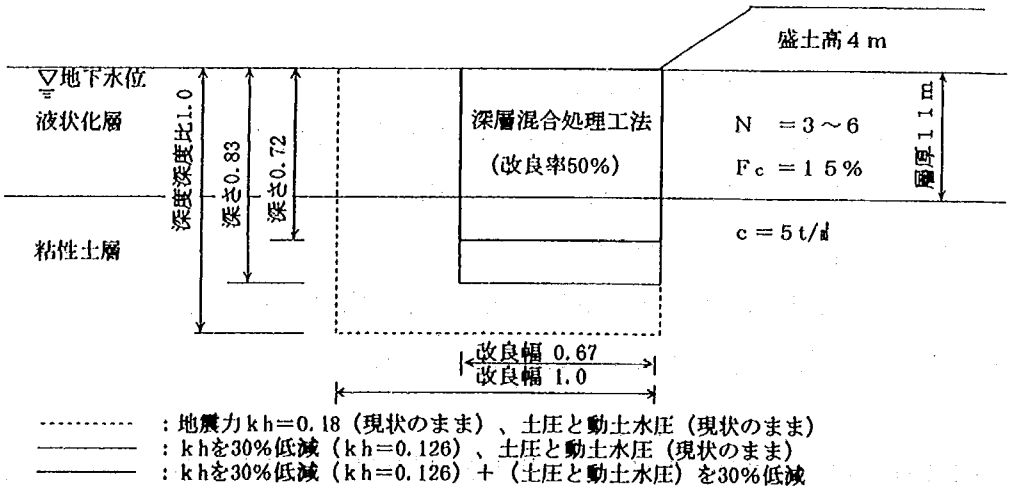


図-3.5.3　各検討ケースの改良断面

2) 既往の研究による慣性力の低減に関する検討

前項の試算の結果から改良体に作用する外力のうち慣性力は、改良範囲（改良幅、改良深度）に大きく影響を与える要因の一つであることがわかった。

以下、本項では、既往の文献・指針を調査して慣性力に関する記述を調べた。

① 既往の文献調査

従来の設計法において、改良体に作用する外力として想定されている慣性力は、改良深度に占める液状化層厚、改良幅によっても変わるが、改良断面が大きくなればなるほど大きくなる。そこで、実際の地盤での地震動記録を測定した文献を調査した。

その研究成果としては、次のようなものがある。

a. 砂質土地盤上の盛土の液状化対策として適用された格子状改良地盤と無処理地盤での加速度記録によると、改良地盤では基盤に対する応答倍率は1.4～1.9倍に対し、隣接した無処理地盤では2.2～2.8倍と、改良地盤の方が基盤の加速度に対する応答倍率が低い[2]（図－3.5.4参照）。

b. 粘性土地盤の改良地盤と無処理地盤の測定記録では、改良地盤と格子内未改良土は、一体に剛体的挙動をしており、測定された加速度は定着している層の加速度と同程度の加速度記録で、周辺地盤の加速度よりも小さい結果が得られている[3]。

これらの測定結果から改良体に働く慣性力を無処理地盤の地表面の設計水平震度から定着面の地震動に低減できる可能性がある。これについては、今後も地震動の実測データを蓄積し、特に大規模地震での改良地盤の実測データを入手することにより実証することになろう。

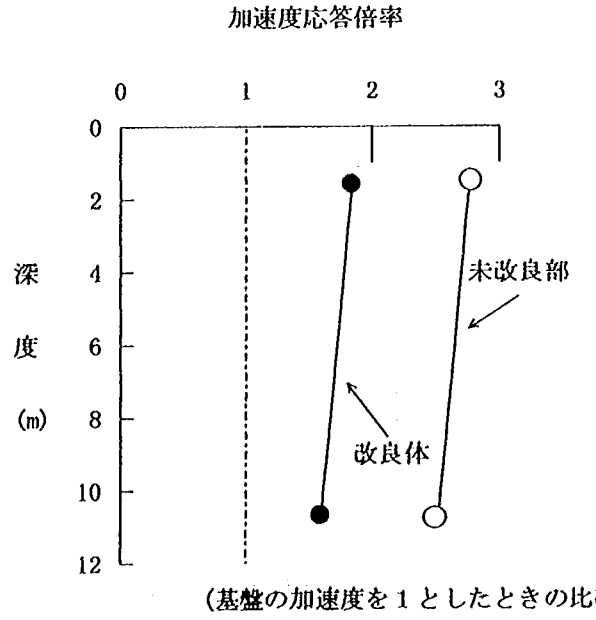


図-3.5.4 基盤の最大加速度に対する各地盤での応答倍率[3]

② 既往の指針調査

a. 既往の設計指針の「（地中部の）地中構造物の地震時慣性力（水平震度）の考え方」を調査した

結果を表－3.5.1に示す。その結果、算定法は次のようになっていることがわかった。

・地震の設計水平震度に「地域別補正係数」、「地盤種別補正係数」、「深度方向の低減係数」を乗じて算定する。

・地表面の設計水平震度と基面（又は基盤）の設計水平震度から地中部は直線補間して水平震度を算定する。

b. 各指針の設計水平震度を各係数を考慮した「深度～設計水平震度」の関係を図－3.5.5に示す。また、

「深度～（任意の深度の水平震度）／（地表面の設計水平震度）」の関係を図－3.5.6に示す。

これから、深度方向の設計水平震度の低減の割合は、概ね次のようになっている。

$$k_h = \{1-(0.01\sim0.025)Z\} \cdot k_{ho} \quad \cdots\cdots(3.5.1)$$

ここに　k_h　：地中部の改良体の設計水平震度

k_{ho}　：地表面の設計水平震度

表-3.5.1　設計指針リスト（地中構造物の水平震度、地震時慣性力の考え方）

1．ＬＮＧ地下式貯槽指針 慣性力…躯体の自重に震度を乗じたもの	：Ｓ５４年、日本瓦斯協会他 地盤の水平震度；$K_H=\alpha_1\alpha_2\alpha_3K_0$ (K_0=0.15：基盤の震度) 地域別補正係数；α_1 地盤種別補正係数；α_2 地中部分の補正係数；$\alpha_3=1-Z/H(1-1/\alpha_2)$
2．水道施設耐震工法指針・解説 慣性力…各部分の重量に設計水平深度を乗じたもの	：1979年、日本水道協会 基盤面の水平震度；$k_h=3/4\Delta_1k_0$ (k_0=0.2：地表面の震度) 地表面の水平震度；$k_h=\Delta_1\Delta_2\Delta_3k_0$ 地中部は、直線補間する。
3．土木設計指針	：Ｈ４年、日本下水道事業団 地下部の水平震度；$k_h=0.1(1-X/40)Z\ S_GS_1$
4．地下貯油施設技術指針（案） 躯体の慣性力 … 埋設部深さの　に相当する地中震度をもって設計震度とする。	：Ｓ５５年、土木学会 設計基盤；$k_h=0.75k_0\beta_1$　(k_0=0.2：地表面の震度) 地表面　；$k=k_0\beta_1\beta_2$ 地中部は、直線補間する。
5．駐車場設計・施工指針　同解説 慣性力 … 構造物の重量に設計震度を乗じて求める。	：Ｈ４年、日本道路協会 $k_h=C_ZC_GC_Uk_{ho}$　(k_{ho}=0.2：地表面の震度) C_Z；地域別補正係数 C_G；地盤別補正係数 C_U；深度別補正係数：=1-0.015Z

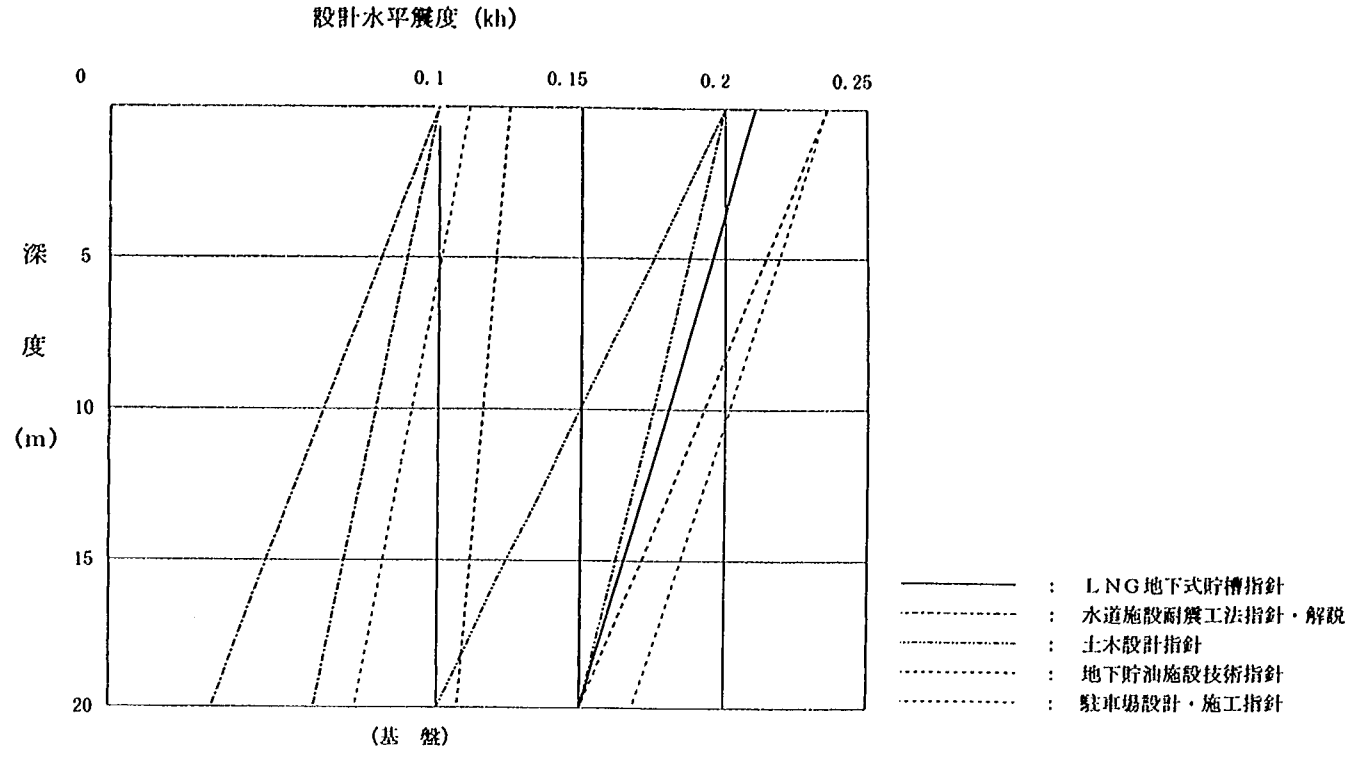


図-3.5.5　各指針の深度～設計水平震度の関係

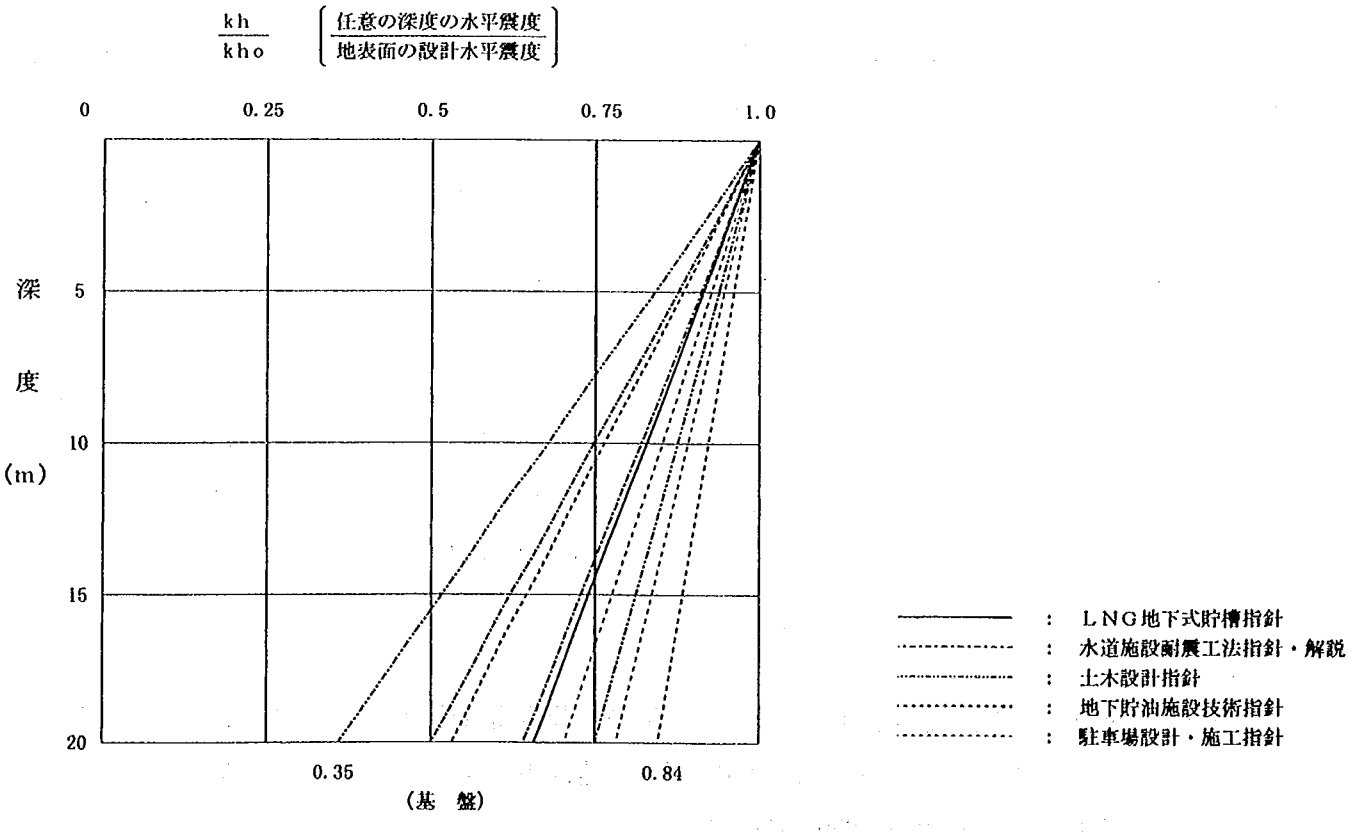


図-3.5.6　深度～kh/khoの関係

③ 設計法における慣性力の考え方

前項までの検討結果から得られた知見は、以下のようになる。

a. 外力の感度分析から慣性力を低減させることにより、改良範囲（改良幅、改良深度）は、大きく低減できる。

既往の文献より以下の知見が得られた。

・改良地盤（格子内未改良土を含む）の加速度は、着底した下部地盤の加速度と同程度である。

・改良地盤が硬い地盤に着底しているときは、改良地盤から遠く離れた粘性土地盤の水平加速度に比べて改良体の水平加速度のほうが小さい。

これらのことから改良地盤に入力される地震動は、改良地盤の底面から入力される地震動と考えられ、また無処理地盤の地表面のものより増幅されていないことが多いと考えられる。それよりも小さいと推察される。以上より改良地盤に働く慣性力は低減できる可能性がある。

b. 既往の指針の調査より地中の構造物の慣性力（水平震度）は、改良体の底面の深度に応じていくらかの低減を行なって設計用慣性力を設定しているものが多い。

以上より設計法における改良地盤の慣性力震度については以下のようにする。

改良地盤の慣性力は、改良体の底面の深度に応じて低減できるものとし、式(3.5.2)に示すものとする。

また、改良地盤の慣性力震度は、地表面において与えられた設計水平震度を式(3.5.2)を用いて改良地盤の底面の深度で算定したもので与えるものとする（図－3.5.7参照）。

$$k_h = r_d \cdot k_{h0} \quad \cdots\cdots (3.5.2)$$

ここに k_h ：低減した改良地震慣性力震度

r_d ：深度方向の震度の低減係数

$r_d = 1 - 0.015z$

z ＝深度（m）

k_{h0}＝地表面で与えられる設計水平震度

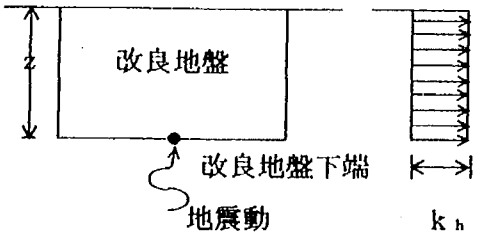


図-3.5.7 改良地盤慣性力震度の概念図

参考文献

1)建設省土木研究所他：耐震地盤改良工法に関する共同研究報告書（その5）、pp.393～531、平成3年1月

2)西本晴男、近藤邦博：深層混合処理工法により改良した信濃川堤防基礎地盤の地震動記録、土木学会北陸支部技術研究報告会、pp.255～259、1995.11

3)風間基樹、稲富隆昌、今村俊博：深層混合処理工法による格子式改良地盤の地震時挙動、港湾技術研究所報告、第22巻、第4号、1983.12

3) 土水圧の低減に関する検討

① 土水圧の分布の検討

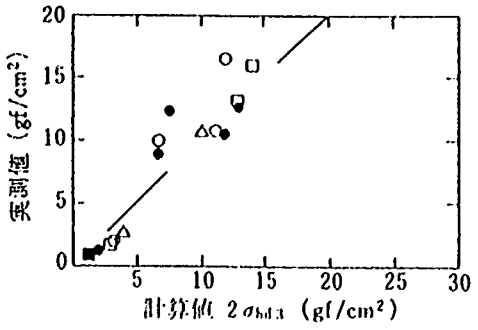
a. 実験からの知見[1, 2, 3]

図-3.5.8は、土水圧強度の振動成分の各深度のピーク値の計算値と実測値の対応関係を示したものである[1, 2]による。これによると、土水圧強度の振動成分の各深度のピーク値は、計算値と実測値がほぼ等しいことがわかる。

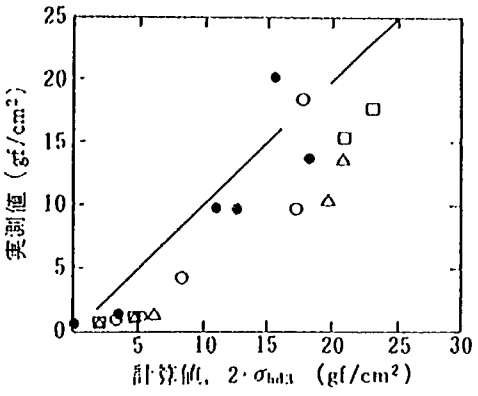
一方、図-3.5.9は、振動成分の土水圧合力の計算値と実測値の対応関係を示したものである。これによると、振動成分の土水圧合力では計算値が実測値のほぼ倍になっている[1, 2]による。

これは、土水圧合力の最大値と各深度の土水圧強度の最大値があらわれる時点が一致していないためと考えられる。

一方、土水圧強度の振動成分を深度方向の分布についてみると、剛体壁（改良幅が非常に広い場合や、頭部の変位を拘束されている場合に

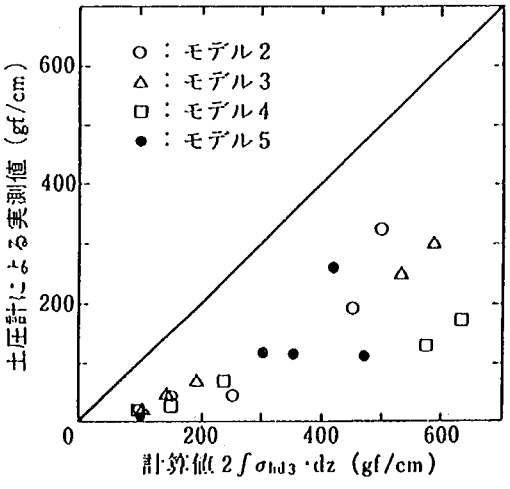


(1) E1（深度5cm）

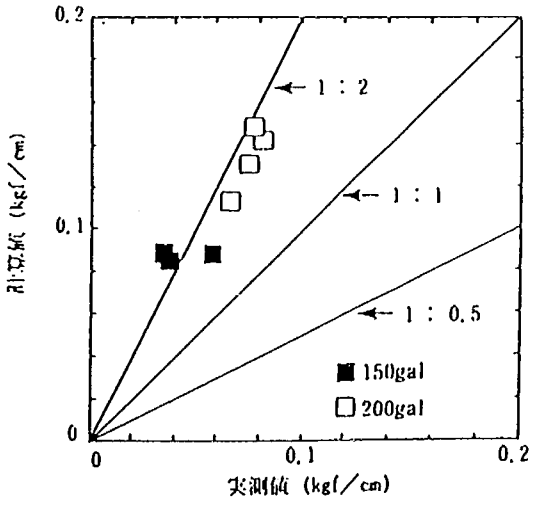


(2) E2（深度15cm）

図-3.5.8 土水圧強度の振動分布の計算値と実測値の比較[1]



(1)実験aでの例[1]



(2)実験bでの例[2]

図-3.5.9 土水圧合力の計算値と実測値の比較[1, 2]

相当）に働く土水圧の振動成分はほぼ計算値と実測値が等しいが、改良体の幅が狭くなるにつれ、改良体に働く土水圧の振動成分は計算値より小さくなる傾向が報告されており（図-3.5.10参照）、これは、改良体の幅がせまくなると、ロッキングしやすくなるためと考えられている[3]。

これまでは、これらの結果により、既往の設計法が安全側であると判断していた。

Test conditions

Model No.	Width (m)	Penetration Depth (m)
CASE1.1	0.55	0.05
CASE3.1*	0.325	0.275

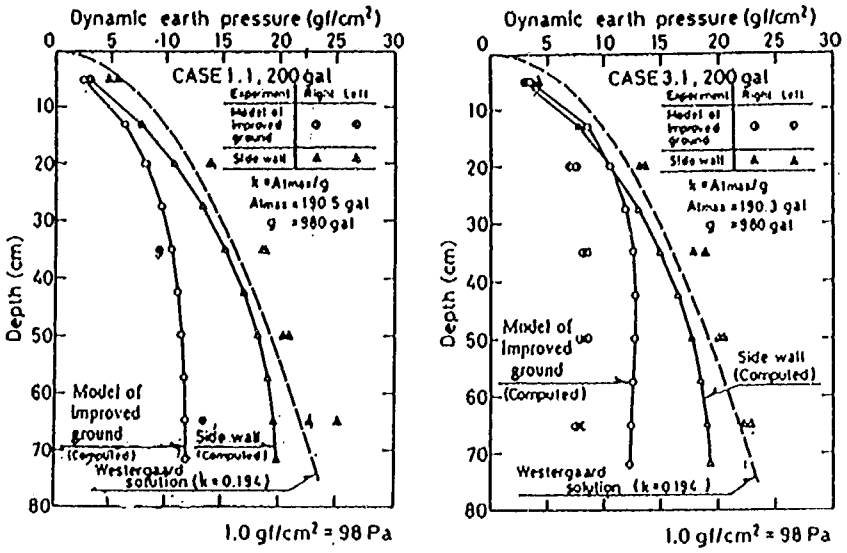


図-3.5.10　剛体壁の場合の土水圧の深度方向の分布と
改良体の土水圧の深度方向の分布の比較[3]

b.　実測値からの知見[4]

深層混合処理工法により格子状に地盤改良された基礎地盤上の護岸において、地震動の観測が行われている。その観測は改良体の地震時の挙動を把握する目的で実施された。該当地区の土質試験結果を図-3.5.11に示す。当地区は軟弱な粘性土地盤と砂層からなる。深層混合処理による地盤改良は、この粘性土地盤を対象としている。施工断面を図-3.5.12に示す。格子状の改良が行われていることがわかる。なお、改良土の一軸圧縮強さは平均で約49kg/cm²である。地震計は図-3.5.13に示す位置に設置された。

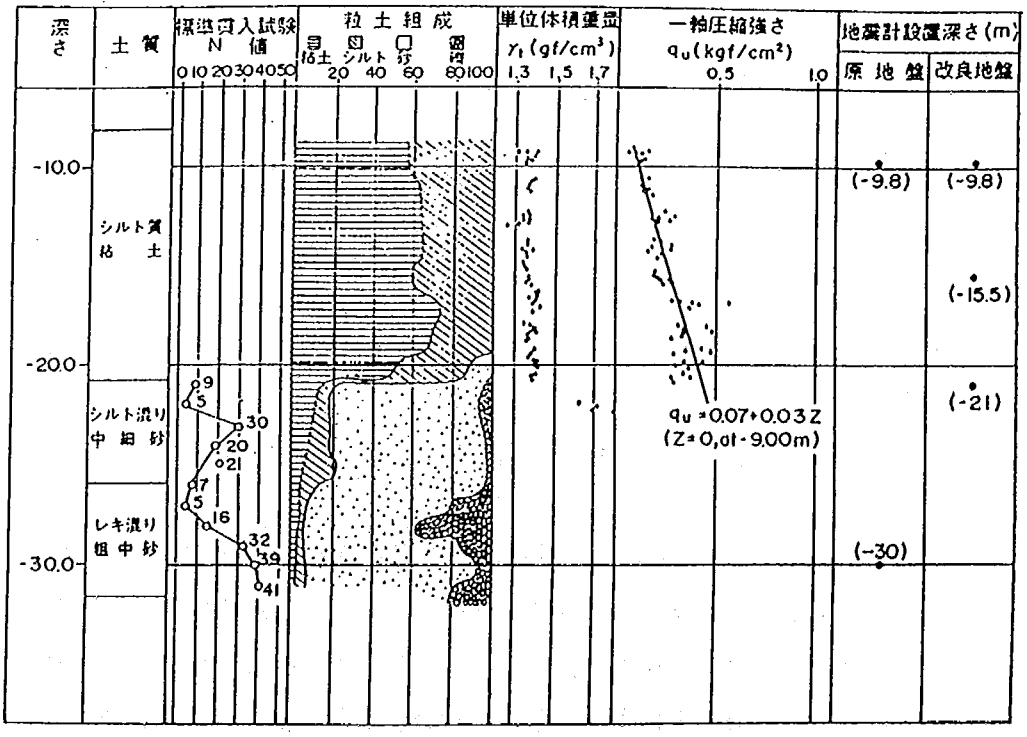
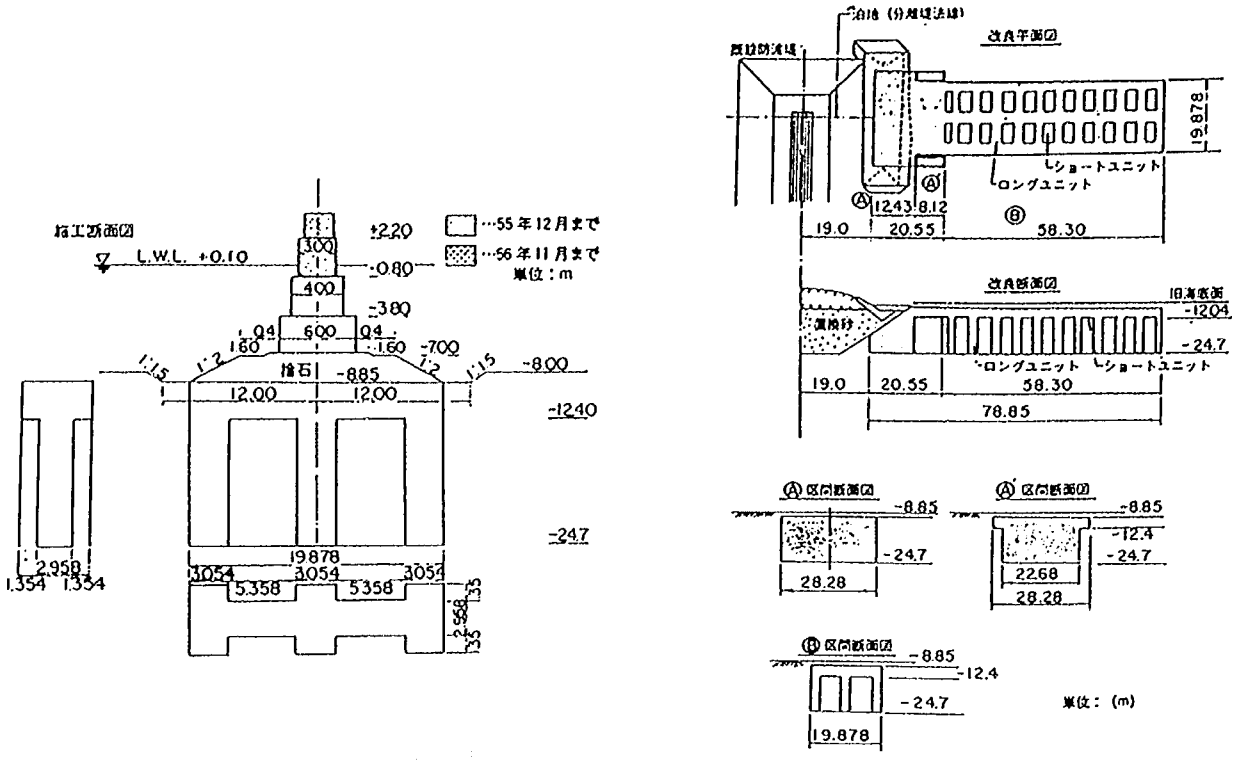
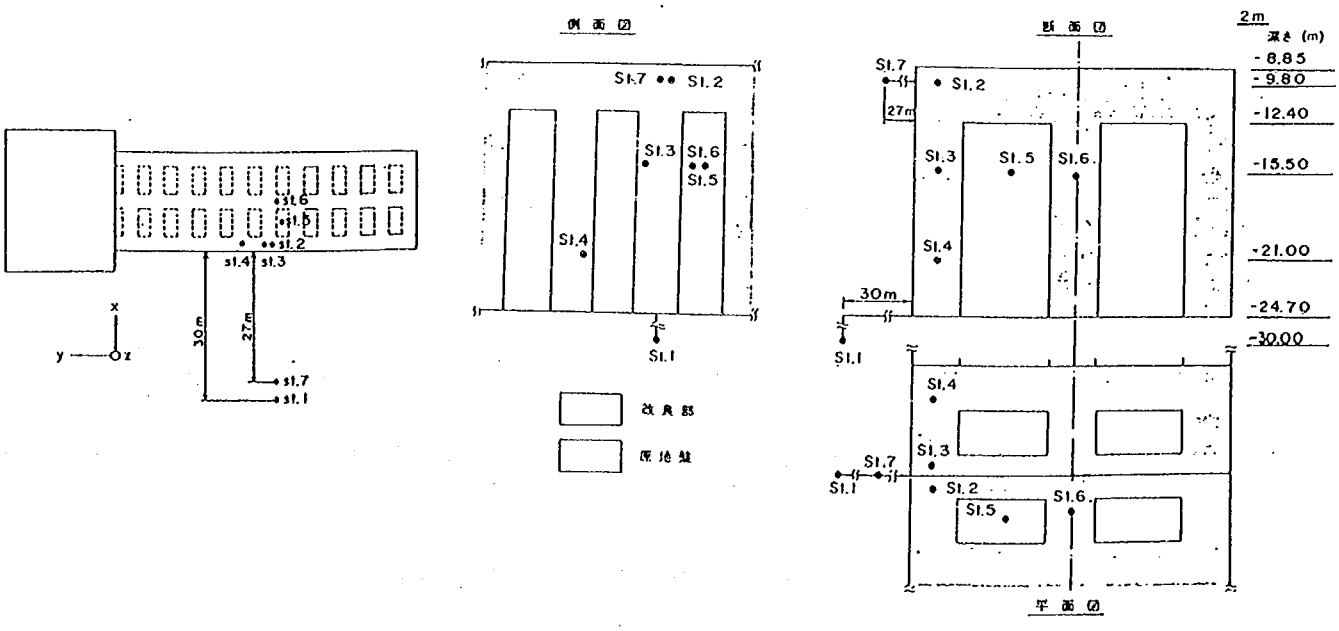


図-3.5.11　該当地区の土質試験結果[4]



(1)施工断面図　　(2)改良平面・改良断面・区間断面図

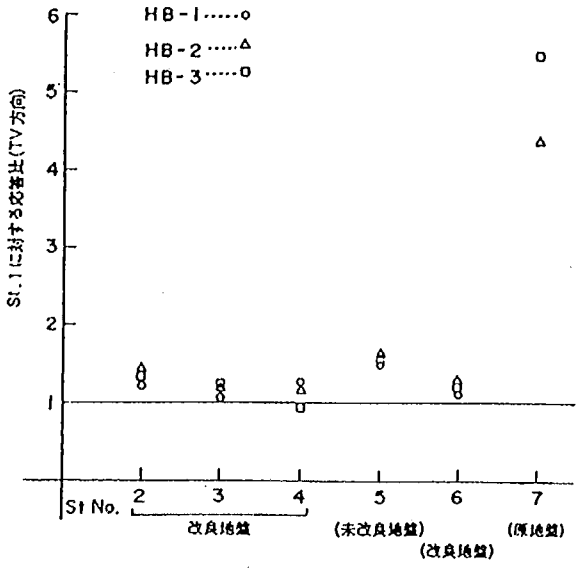
図-3.5.12　施工断面図、改良平面・改良断面・区間断面図[4]



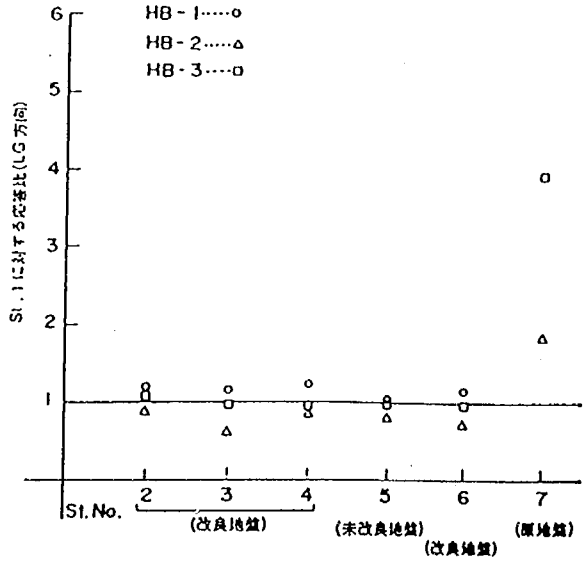
(1)地震計設置位置平面図　　(2)地震計設置位置側面・断面図

図-3.5.13　地震計設置位置図[4]

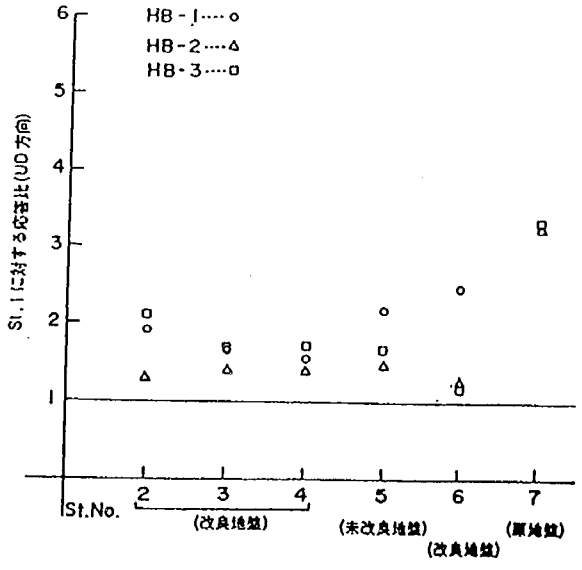
ある地震（HB-1～3）の観測結果のうち、改良体の基盤（St.1）の地震動に対する各測定個所の最大加速度応答倍率を図-3.5.14に示す。法線直角方向（TV方向）、法線平行方向（LG方向）、鉛直方向（UD方向）ともに支持層に到達した地震動により、改良地盤（St.1～6）では周辺の原地盤（St.7）のように大きな増幅がないことがわかる。また、改良体と改良体に囲まれた未改良地盤の最大加速度応答倍率はほぼ等しく、同じような挙動をしている。改良地盤の挙動をさらに詳しくみると、護岸法線平行方向（LG方向）の最大加速度応答倍率はほとんど差がないが、直角方向（TV方向）に着目すると、改良体端部では、深部より天端に近くなるにつれ、最大加速度応答倍率が大きくなってゆく傾向があり、ロッキング的な挙動をしているものとみられる。



(1)法線直角方向(TV方向)の最大加速度応答倍率



(2)法線平行方向(LG方向)の最大加速度応答倍率



(3)鉛直(UD方向)の最大加速度応答倍率

図-3.5.14　改良体の基盤に対する各測定個所の最大加速度応答倍率[4]

② 設計法における土水圧の考え方

前項までの検討結果から得られた知見をまとめると、以下のようになる。

・土水圧強度の振動成分の実測値と計算値はほぼ一致するものの、土水圧強度のピーク値から求めた合力は、合力の測定値のピーク値より大きい。すなわち、時間的にピークの時点が一致し

ない。

・改良体の縦横比、拘束、支持状態により、ロッキングが発生する。

・改良体がロッキングすることにより、土水圧の振動成分の大きさが小さくなることがある。

設計計算上安定性の検討に用いる土水圧強度の合力が、模型実験では計算値より実測値が小さいこと、施工された格子状改良による深層混合処理工法を用いた改良地盤でロッキング的な挙動が実際に観測されていることを考慮すると、これまでの設計法は安全側であり、さらに合理的な設計法とできる可能性がある。

しかし、実現象は複雑で、改良体の縦横比、頭部拘束、支持状態がどのように土水圧の振動成分に影響するか、明確ではない。したがって、今回の検討では、既往設計法が安全側にあるということを、別の観点からあらためて確認をしたにとどめることとする。実際に、改良地盤のロッキング的な挙動が観測されていることから、実測データの集積や、厳密な解析の実施により、土水圧の振動成分の低減を図ることが今後可能となるであろうと考えている。

参考文献

1)建設省土木研究所他:耐震地盤改良工法に関する共同研究報告書（その5）,pp.158～168,平成3年1月.

2)松尾修,島津多賀夫:盛土地盤の液状化対策としての深層混合処理工法の設計法に関する実験的検討,土木技術資料36-7,pp.38～43,1994.

3)Sato.H,Tanaka.Y,Kanatani.M,Tamari.Y,Sugisawa.M:An experimental and numerical study on the behaviour of improved ground by D.M.M. against liquefaction, Proc.Earthquake Geotechnical Engineering,pp.767～772,1995.

4)風間基樹, 稲富隆昌, 今村俊博：深層混合処理工法による格子式改良地盤の地震時挙動, 港湾技術研究所報告,第22巻,第4号,pp.141～179,1983.12.

4)簡易設計法の改良と試計算

① 改良項目

(ⅰ)盛土構造物

3.9 盛土構造物について「現設計法」から変更した設計法の改良項目を下記に示す。

a．大規模地震動（L－2）対応

b．改良体慣性力用震度の低減

c．改良体に作用する土圧の壁面摩擦角の設定

d．主働側の改良体側面の粘性土の粘着力合力を考慮

以下に各改良項目の内容を示す。

a. 大規模地震（L－2）対応

マニュアルは、原則として中規模地震動（L－1）を対象としているが、大規模地震動（L－2）対応についても記載することとした。設計手順を図－3.5.15に示す。大規模地震動（L－2）の検討では、改良体の外的安定、改良体の内的安定、さらに地震中および地震後の全体系のすべり安定計算を実施して、安定性を検討する。また、必要に応じて改良体の変形量の算定も行うこともある。

b. 改良体慣性力用震度の低減

改良地盤は、格子状改良体に囲まれた未改良土部も含めて剛体として挙動している。また、改良地盤での地震動は、周辺の未改良地盤より小さく、改良地盤内での増幅も小さいとの報告が多い[1) 2) 3)] さらに地中部にある構造物に作用する慣性力は、各種規準より深度方向に低減して設定されることが多い[4)]。これらの知見より改良地盤の底面から入力された地震力でもって改良体に作用する慣性力として評価することができる。

以上より、改良地盤の慣性力用震度は、地表面において与えられた設計水平震度を（式－3.5.3）を用いて改良地盤の底面の深度で算定したもので与えるものとする。

$$k_h = r_d \cdot k_{h0} \quad \cdots\cdots (3.5.3)$$

ここに k_h ：低減した改良地震慣性力震度

r_d ：深度方向の震度の低減係数

$\gamma_d = 1 - 0.015z$

z ＝深度（m）

k_{h0}＝地表面で与えられる設計水平震

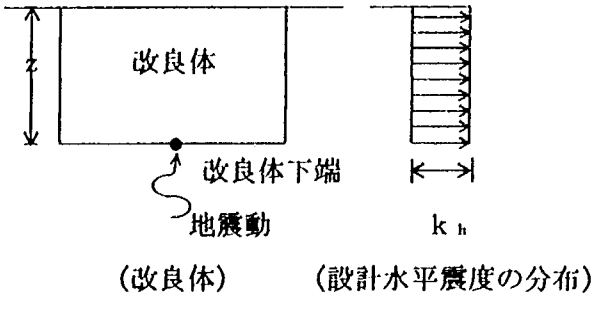


図-3.5.16 設計用地震力の概念図

但し、盛土直下改良の場合、盛土本体の慣性力は、地表面の設計水平震度を用いる。

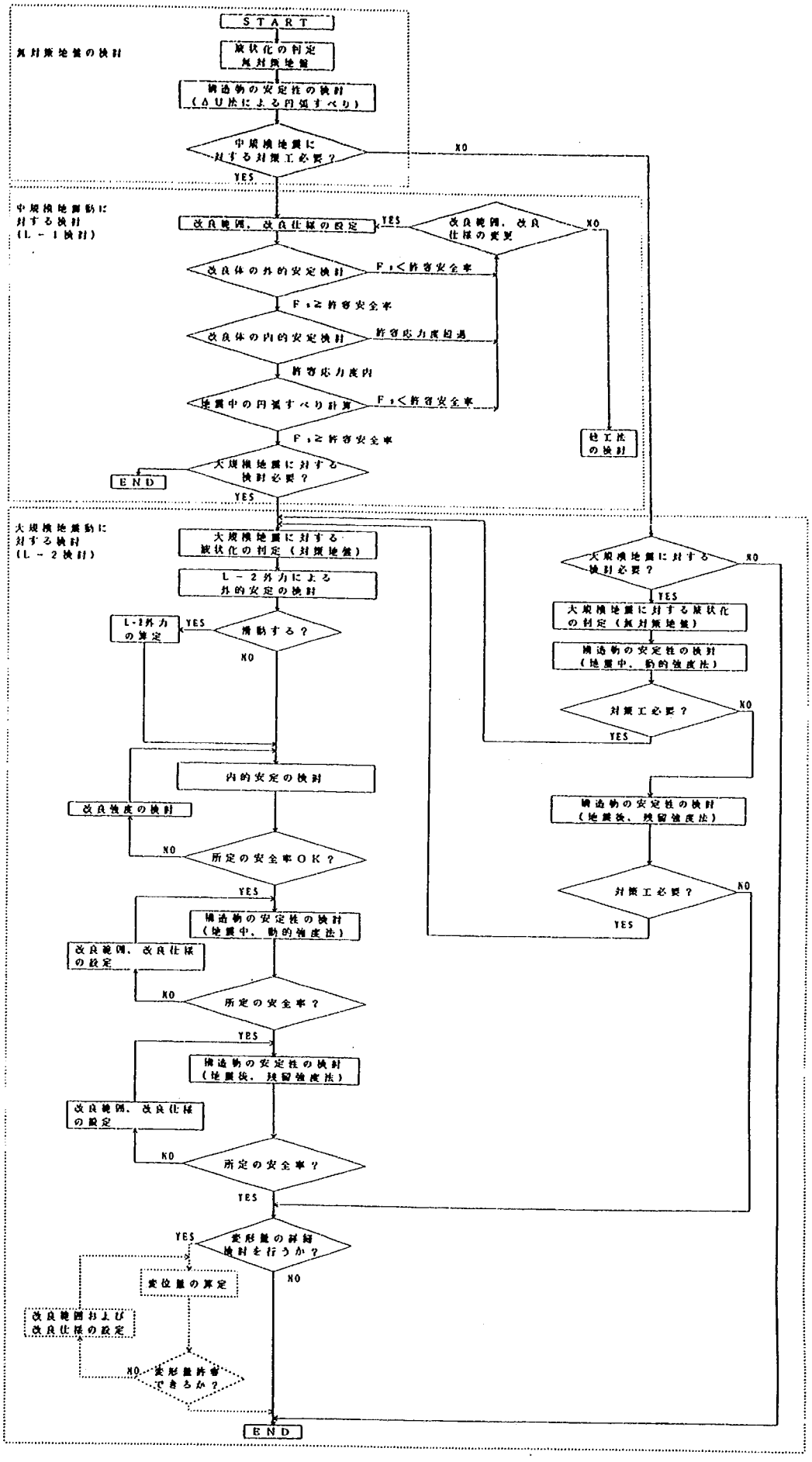

無対策地盤の検討
START
液状化の判定
無対策地盤
構造物の安定性の検討
（ΔU法による円弧すべり）
中規模地震に
対する対策工必要？
NO
YES
中規模地震動に
対する検討
（L－1検討）
改良範囲，改良仕様の設定
YES
改良範囲，改良
仕様の変更
NO
改良体の外的安定検討
Fs＜許容安全率
Fs≧許容安全率
改良体の内的安定検討
許容応力度超過
許容応力度内
地震中の円弧すべり計算
Fs＜許容安全率
Fs≧許容安全率
他工法
の検討
大規模地震に対する
検討必要？
END
YES
大規模地震動に
対する検討
（L－2検討）
大規模地震に対する
液状化の判定（対策地盤）
L－2外力による
外的安定の検討
L-2外力
の算定
YES
滑動する？
NO
内的安定の検討
改良強度の検討
NO
所定の安全率OK？
YES
構造物の安定性の検討
（地震中，動的強度法）
改良範囲，改良仕様
の設定
NO
所定の安全率？
YES
構造物の安定性の検討
（地震後，残留強度法）
改良範囲，改良仕様
の設定
NO
所定の安全率？
YES
変形量の詳細
検討を行うか？
YES
NO
変位量の算定
改良範囲および
改良仕様の設定
NO
変形量許容
できるか？
END
大規模地震に対する
検討必要？
NO
YES
大規模地震に対する液状化
の判定（無対策地盤）
構造物の安定性の検討
（地震中，動的強度法）
対策工必要？
NO
YES
構造物の安定性の検討
（地震後，残留強度法）
対策工必要？
NO
YES

図-3.5.15　設計手順

c. 改良体に作用する土圧の壁面摩擦角の設定

改良体に作用する作用面での壁面摩擦角δの値は以下のように設定する。

砂質土層については、準液状化層における常時の土圧、非液状化層における地震時の土圧、準液状化層における過剰間隙水圧の上昇を考慮した土圧の全てに対し、壁面摩擦角$\delta = \phi / 2$（ϕ：内部摩擦角）を用いて土圧を算定する。

d. 主働側の改良体側面の粘性土の粘着力合力を考慮

粘性土がある場合、粘着力合力を（粘着力）×（粘性土層厚）で算定して抵抗側に考慮する。

（不動建設）

参考文献

1)建設省土木研究所他：液状化対策工法の開発に関する共同研究報告書、4.5 深層混合処理工法、1997.6

2)西本他：深層混合処理工法により改良した信濃川堤防基礎地盤の地震動記録、JSCS新潟会、pp.255～259,1995.11

3)Hiroshi.Sato et al.: An experimenntal and numerical study on the behavior of improved ground by D.M.M. against liquefaction,Proc.Earthquake Geotechnical Engineering pp.767～772,1995

4)風間基樹、稲富隆昌、今村俊博：深層混合処理工法による格子改良地盤の地震時挙動、港湾技術研究所報告、第2巻、第4号、pp.141～179,1983.12

（ii）線状・面状構造物

5.9　線状・面状構造物について、「液状化対策技術マニュアル暫定版：平成８年２月」[1]から変更した改良項目を下記に示す。

・大規模地震（Ｌ－２）対応
・改良形式に直下＋両脇改良方式，直下改良方式を追加
・改良体慣性力用震度の低減
・改良体に作用する土圧の壁面摩擦角の設定
・線状構造物の両脇改良方式におけるバネモデルによる内的安定検討方法の追加
・線状構造物の直下＋両脇改良方式における内的安定検討方法の追加
・線状構造物の直下改良方式における内的安定検討方法の追加
・線状構造物の両脇改良方式の外的安定検討項目の変更
・面状構造物の内的安定検討方法の変更

以下に、各改良項目の内容を示す。

イ．線状・面状構造物共通

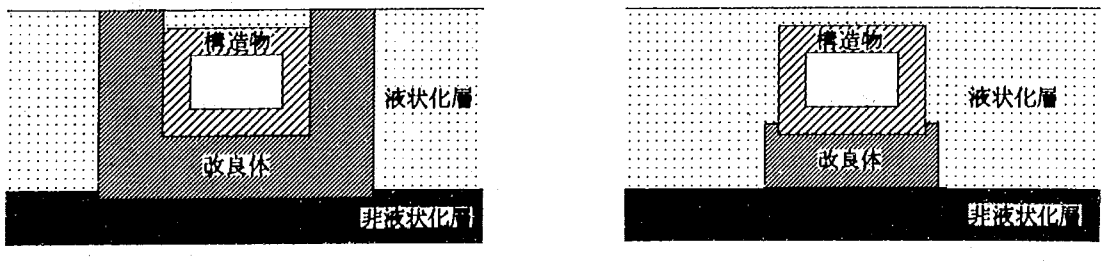
a.　大規模地震（Ｌ－２）対応

マニュアルは、原則として構造物の耐用年数内にしばしば生じる中規模地震（Ｌ－１）を対象としているが、まれに発生する大規模地震（Ｌ－２）も対象とすることとした。設計手順を図－3.5.17に示す。

大規模地震時には、外的安定における多少の変形を許容するものとする。線状・面状構造物は地中に構築されており、大規模地震時に側方流動現象を除けば全体としての滑動のような外的安定にかかる大変形を起こすとは考えにくい。従って、大規模地震に対しては内的安定検討のみ行うものとする。ただし、構造物の片側のみに盛土があり偏土圧が加わるような場合、液状化に伴う側方流動が生じる場合、さらには構造物の片側のみ液状化が発生するような場合など、構造物両側の外力バランスが大きく異なる場合には、別途検討を要する。

b.　改良形式に直下＋両脇改良方式，直下改良方式を追加

既設構造物を対象とした両脇改良方式に加えて、新設構造物を対象とした直下＋両脇改良方式、直下改良方式を追加した（図－3.5.18参照）。



(a)直下＋両脇改良方式　　(b)直下改良方式

図-3.5.18　改良形式

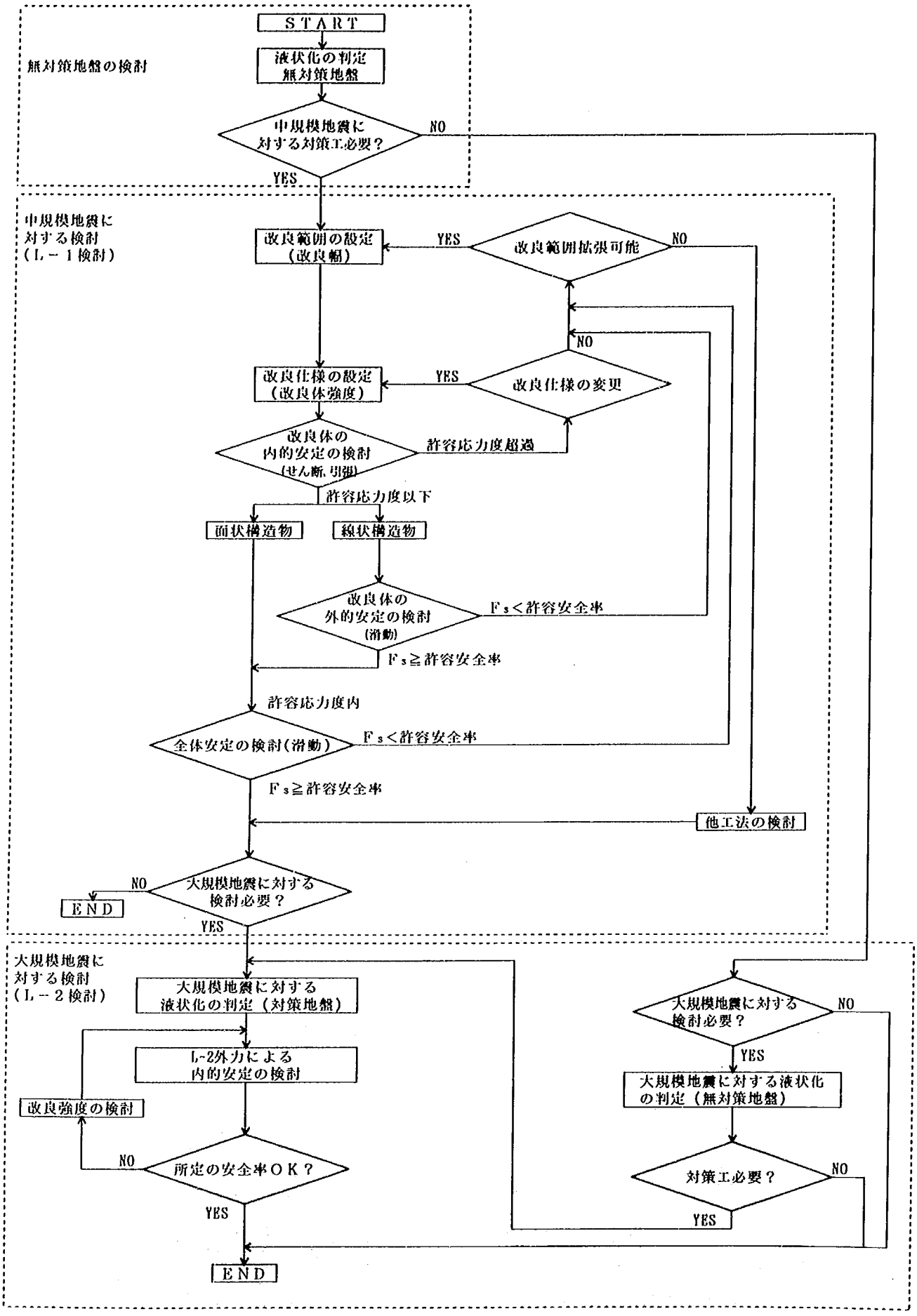

START
無対策地盤の検討
液状化の判定
無対策地盤
中規模地震に
対する対策工必要？
NO
YES
中規模地震に
対する検討
（L－1検討）
改良範囲の設定
（改良幅）
YES
改良範囲拡張可能
NO
NO
改良仕様の設定
（改良体強度）
YES
改良仕様の変更
改良体の
内的安定の検討
（せん断，引張）
許容応力度超過
許容応力度以下
面状構造物
線状構造物
改良体の
外的安定の検討
（滑動）
Fs＜許容安全率
Fs≧許容安全率
許容応力度内
全体安定の検討（滑動）
Fs＜許容安全率
Fs≧許容安全率
他工法の検討
大規模地震に対する
検討必要？
NO
END
YES
大規模地震に
対する検討
（L－2検討）
大規模地震に対する
液状化の判定（対策地盤）
L-2外力による
内的安定の検討
改良強度の検討
NO
所定の安全率ＯＫ？
YES
END
大規模地震に対する
検討必要？
NO
YES
大規模地震に対する液状化
の判定（無対策地盤）
対策工必要？
NO
YES

図-3.5.17　設計手順

直下＋両脇改良方式の場合、改良形状から外的安定と全体安定は同じ検討内容となるため、改良範囲と改良仕様の設定を行った後、改良体の内的安定および全体安定の検討を行う。この改良方式は液状化に対して効果的な改良形式であることが確認されており[21]、仮設時の自立山留めとして兼用できる方式である。しかし、既設構造物に対しては施工条件から適用が困難であり、新設構造物に対しても仮設時の自立山留めとして兼用できない場合には、コスト面で不利となることが考えられる。なお、この方式の場合には改良体を非液状化層に着底させる事が必要となるが、根入れは行わなくても良い。

直下改良方式の場合、構造物が改良体上で滑らないことが必要であり、改良範囲と改良仕様の設定を行った後、改良体の内的安定の検討、全体安定の検討を行う。この方式の場合には改良体を非液状化層に着底させる事が必要となるが、根入れは行わなくても良い。また、構造物底面と改良体との隙間に液状化した砂が回り込まないようにすることが重要となる。

中規模・大規模地震時における各改良方式別の検討項目を、表－3.5.2に示す。

表-3.5.2　検討項目の一覧

	中規模地震時（L-1検討）			大規模地震時（L-2検討）		
検討項目	両脇改良	直下＋両脇改良	直下改良	両脇改良	直下＋両脇改良	直下改良
内的安定の検討	○	○	○	○	○	○
外的安定の検討	△	×	×	×	×	×
全体安定の検討	○	×	○	×	×	×

（○：検討項目、×：検討不要項目、△：線状構造物のみ検討）

注）地中構造物の片側に偏土圧が加わる場合や構造物の片側のみ液状化が発生する場合には、別途検討が必要となる場合が有る。また、直下改良の場合には、構造物と改良体との間で滑動しないことを確認する必要がある。
なお、直下＋両脇改良および直下改良において改良形状等から全体安定に関する安定性がかなり高いと判断される場合には、全体安定の検討を省略しても良い。

c.　改良体慣性力用震度の低減

この改良項目については「(i)盛土構造物ｂ」と同じ内容のため、ここでは省略する。

d.　改良体に作用する土圧の壁面摩擦角の設定

この改良項目については「(i)盛土構造物ｃ」と同じ内容のため、ここでは省略する。

ロ．線状構造物

e.　両脇改良方式のバネモデルによる内的安定検討方法の追加

両脇改良方式における内的安定検討には、これまで改良体下端をピンヒンジとした梁モデルを用いていた。この内的安定検討に、バネモデルを用いても良いこととした。バネモデルは計算がやや煩雑となるが、改良体の応力を若干詳細に求められるモデルである。バネモデルとヒンジモデルの比較検討結果については、「②地中構造物におけるバネモデルとヒンジモデルの比較検討」に示す。

内的安定用バネモデルを図－3.5.19に示す。主働側の土水圧は、完全液状化層、準液状化層、非液状化層とも外的安定と同じ土水圧を用いる。受働側の土水圧については、完全液状化層と準液状化層は外的安定と同じ土水圧を用いるが、非液状化層（埋戻し土、粘土等）についてはバネモデルを用いて求めた反力を土水圧とする。なお、外的安定の非液状化層の土水圧設定値をその値の限界値とする。地盤のバネ定数の設定は（道路橋示方書・下部構造編Ⅳ 7.6.2：平成8年12月、(社)日本道路協会）を参考に定める。

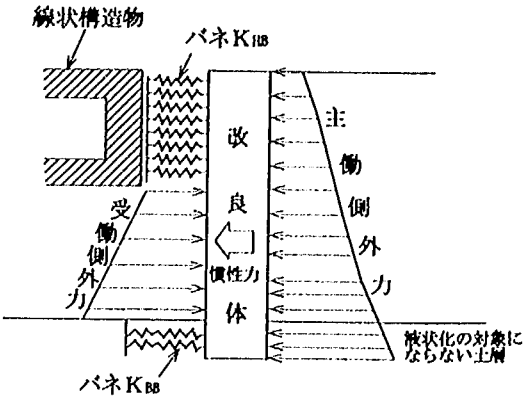


図-3.5.19　バネモデル

f.　直下＋両脇改良方式の内的安定検討方法の追加

内的安定検討において直下＋両脇改良方式の検討方法を新たに定めた。

直下＋両脇改良方式の内的安定の検討をするための外力モデルを図－3.5.20に示す。外力として土水圧、改良体の慣性力の他に、線状構造物の慣性力、構造物底面のせん断抵抗を考慮する。

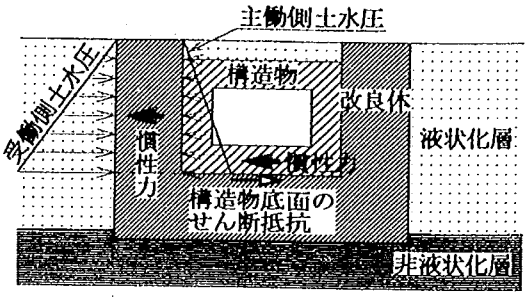


図-3.5.20　内的安定用外力モデル

直下＋両脇改良方式の場合、改良体の両脇部分の曲げ，せん断の照査を行う。

図－3.5.21に示す内的安定用外力モデルを基に、次式にて照査を行う。

・せん断に対して

$$S = P_{AH} + H_1 - P_{PH} + (H_2 - F_R) \quad \cdots\cdots (3.5.4)$$

S　：改良体に働くせん断力（tf/m）

P_{AH}：主働側外力の合力の水平成分（tf/m）

P_{PH}：受働側外力の合力の水平成分（tf/m）

H_1　：改良体の慣性力（tf/m）

H_2　：構造物の慣性力（tf/m）

F_R　：構造物底面のせん断抵抗（tf/m）

但し、$(H_2 - F_R) < 0$の場合は線状構造物が滑らないため、$(H_2 - F_R) = 0$とする。

$$\tau = \frac{S}{l} \quad \cdots\cdots (3.5.5)$$

τ　：改良体の平均せん断応力（tf/m^2）

l　：せん断力方向の改良体の厚さ（m）

・曲げに対して

$$M = P_{AH} \cdot y_A + H_1 \cdot y_{H1} + H_2 \cdot y_{H2} - P_{PH} \cdot y_P$$

M：改良体に働く曲げモーメント（tf･m/m）

y_A，y_{H1}，y_{H2}，y_P：両脇部分の下端からP_{AH}，H_1，H_2，P_{PH}の作用点までの距離（m）

但し、（$H_2 - F_K$）＜0の場合は線状構造物が滑らないため、$H_2 = 0$とする。

$$\left.\begin{matrix}\sigma_a \\ \sigma_t\end{matrix}\right\} = \frac{W}{A} \pm \frac{M}{z} \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots (3.5.6)$$

σ_a：改良体の圧縮応力（tf/m²）

σ_t：改良体の引張応力（tf/m²）

W：改良体の自重（tf/m³/m）

A：改良体の断面積（m²/m）

z：改良体の断面係数（m³/m）

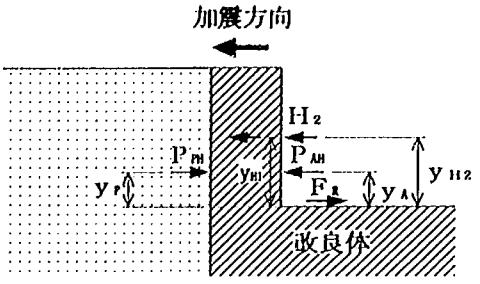


図-3.5.21　内的安定用外力モデル

g.　直下改良方式の内的安定検討方法の追加

内的安定検討において直下改良方式の検討方法を新たに定めた。

直下改良方式の内的安定の検討をするための外力モデルを図－3.5.22に示す。外力として土水圧、改良体の慣性力、線状構造物の慣性力を考慮する。

直下改良方式の場合、構造物が改良体上で滑らないことを確認した後、改良体の水平せん断に対する照査を行う。

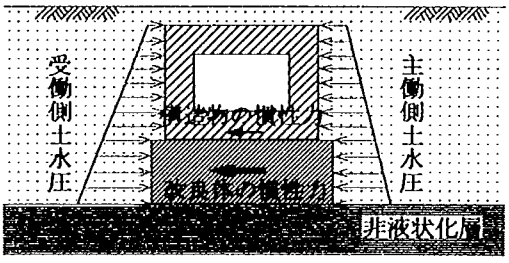


図-3.5.22　内的安定用外力モデル

・構造物の滑動に対して

構造物が改良体上で滑らないことを、式(3.5.7)により確認する。

構造物と改良体とのせん断抵抗＞改良体底面と支持地盤とのせん断抵抗……(3.5.7)

上式を満足しない場合には、改良体を埋め込んだ両脇部分に構造物から力が加わるため、両脇部分に対する内的安定の検討が必要となる。検討方法は、直下＋両脇改良方式と同じ方法を用いる。但し、図-3.5.23に示すように両脇部分の高さが少ない場合には、改良体のせん断応力がクリティカルとなると考えられるため、設計者の判断により曲げの検討を省略しても良い。

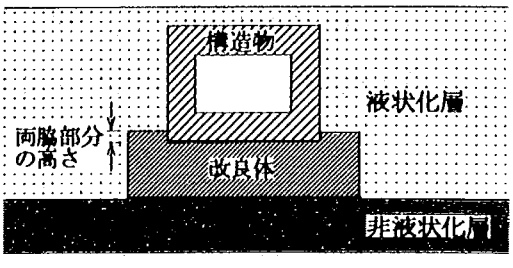


図-3.5.23　両脇部分の高さが少ない場合の例

・改良体の水平せん断に対して

$$S = P_{AH} - P_{PH} + H_1 + H_2 \cdots\cdots (3.5.8)$$

S ：改良体に働くせん断力（tf/m）

P_{AH}：主働側土水圧の合力の水平成分（tf/m）

P_{PH}：受働側土水圧の合力の水平成分（tf/m）

H_1 ：改良体の慣性力（tf/m）

H_2 ：構造物の慣性力（tf/m）

$$\tau = \frac{S}{l} \cdots\cdots (3.5.9)$$

τ ：改良体に発生する平均せん断応力（tf/m^2）

l ：水平方向の改良体の厚さ（m）

h. 両脇改良方式の外的安定検討項目の変更

両脇改良方式における外的安定の検討項目は、以前のマニュアルでは滑動・転倒となっていた。しかし、滑動のモードがクリティカルであり、転倒のモードは起きにくいと考えられることから、検討項目から転倒を外した。

ハ．面状構造物

i． 内的安定検討方法の変更

内的安定検討の方法を下記のように変更した。

改良体および改良体に囲まれた原地盤ならびに面状構造物に作用する慣性力は次式で求める。

慣性力＝検討するせん断面より上方の自重（水位以下は飽和重量）× 設計水平震度･･･(3.5.10)

（図－3.5.24参照）

改良体に作用する震度は、改良体が根入れされている非液状化層の性状で設定される設計震度とする。面状構造物の直下の地盤に作用する震度は、改良体に作用する震度と同等とする。面状構造物に作用する震度は、構造物によって規定されている設計基準等に準拠して設定する。

大規模地震時においては改良地盤の水平変位を許すものとし、改良地盤・面状構造物の直下の地盤の震度は、改良地盤が根入れされている非液状化土層の滑動抵抗力に応じた値に低減してよい。

改良体の内的安定は、改良体の水平せん断によって検討する。改良体の水平せん断による検討では、図－3.5.24に示すモデルにより水平せん断応力τ_2を求め、その最大値が設定した改良体の許容せん断強さを超えないことを確認する。改良体の水平せん断応力は式(3.5.11)により計算する。

$$\text{改良体の水平せん断応力} = \frac{\text{作用外力} - \text{抵抗外力}}{\text{改良体の抵抗面積の和}} \quad \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots (3.5.11)$$

作用外力：改良体に作用する主働側土水圧合力、改良体の慣性力、面状構造物の慣性力、面状構造物直下地盤の慣性力

抵抗外力：改良体に作用する受働側土水圧合力、構造物直下地盤の滑動抵抗力

改良体の抵抗面積の和：水平方向の改良体の断面積の総和（図－3.5.24参照）

作用外力の総和は面状構造物の長辺が最大となる。従って、水平せん断の検討は、面状構造物の短辺方向に対して行う。

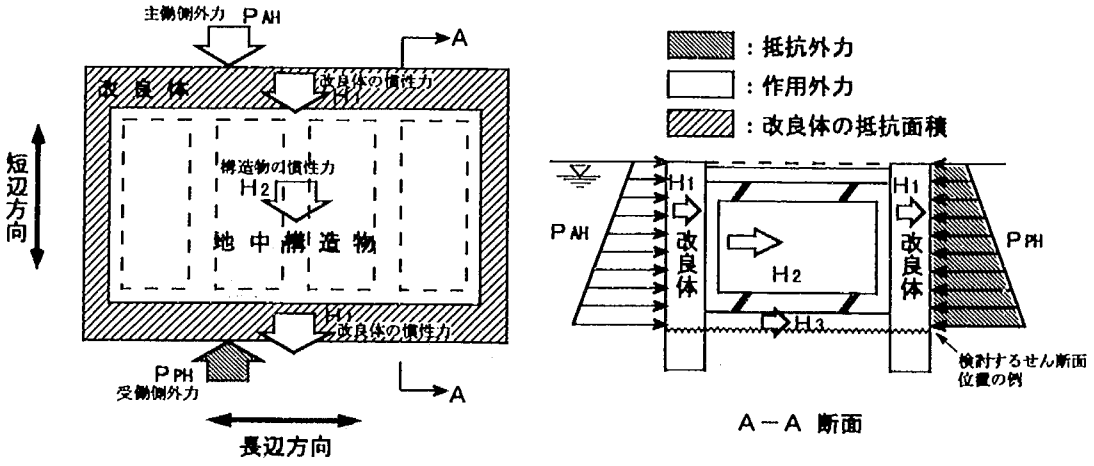


図-3.5.24　改良体の水平せん断応力の計算モデル

（竹中土木）

参考文献

1）建設省土木研究所他：液状化対策工法の開発に関する共同研究報告書，pp.355～357，平成8年12月

2）建設省土木研究所他：耐震地盤改良工法に関する共同研究報告書（その２），pp.66～124，昭和62年8月

② 地中構造物におけるバネモデルとヒンジモデルの比較検討

地中構造物の設計では、設計外力に対して、改良体のせん断と曲げに関する内的安定、改良体の滑動と転倒に関する外的安定、改良体で囲まれた改良地盤系の滑動に関する全体系の安定が確保されなければならない。

ここで、改良体の改良幅の決定は、改良体の曲げに関する内的安定が支配的であり、曲げの安定が確保できるように改良幅が設定される。設計法では、バネモデルとヒンジモデルの2つの異なる計算モデルにより、内的安定の検討を行うことが示されている。そこで、2つの計算モデルによる地中構造物の設計用モデルの内的安定に関する試計算を行い、その適用性を比較検討した。

(ⅰ)設計用モデル

計算対象の設計用モデル、土質条件を図−3.5.25に示す。

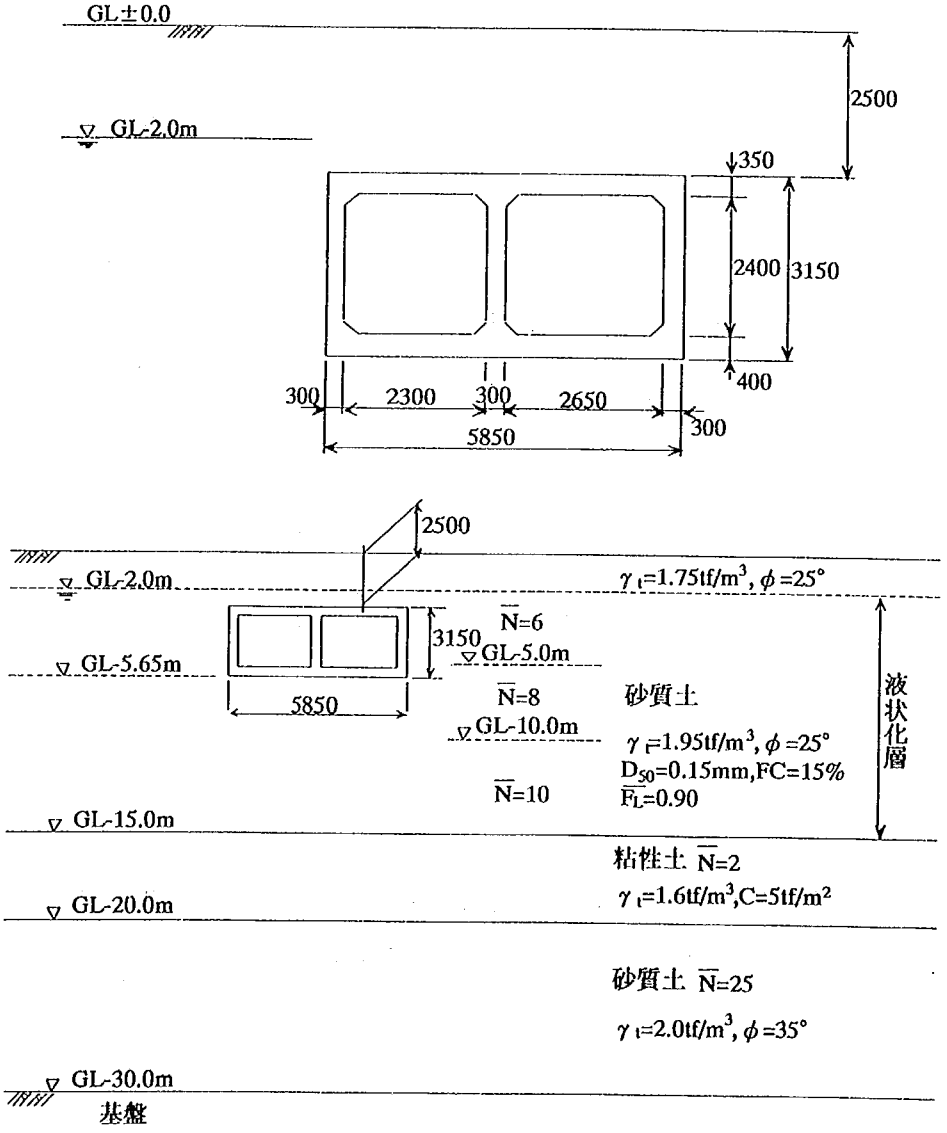


図-3.5.25 設計用モデル

(ii)設計水平震度

(a) 液状化判定

液状化の判定は、設計水平震度として $k_h=0.18$ を用いた。その結果、GL-2～-3m は $F_l=1.123$、$R_l=0.444$ の準液状化層、GL-3～-15m は $F_l \leq 1.0$、$R_l=1.0$ の完全液状化層である。

(b) 地震時土圧、動水圧の算定

地震時土圧、動水圧の算定は、液状化層下面の深度における低減した設計水平震度を用いた。

$$k_h=\gamma_d k_{h0} \quad (k_{h0}=0.18、\ \gamma_d=1.0-0.015z)$$
$$=0.18\times(1-0.015\times15)$$
$$=0.1395$$

(c) 改良体の慣性力の算定

改良体の慣性力の算定は、改良体重心の深度(改良体深度 17m、支持層への根入れ長 2m)における低減した設計水平震度を用いた。

$$k_m=\gamma_d k_{h0} \quad (k_{h0}=0.18、\ \gamma_d=1.0-0.015z)$$
$$=0.18\times(1-0.015\times8.5)$$
$$=0.15705$$

(iii)改良震度

改良深度の決定は、全体系の滑動に関する安定が支配的であり、液状化の検討、支持層の深度を参考に、全体系の滑動の安定が確保できるように支持層への根入れ長を設定した。その結果、改良体の支持層は粘性土層、根入れ長は 2m、改良深度は 17m とした。

(iv)計算モデル

ヒンジモデルとバネモデルの計算モデルを図－3.5.26、3.5.27 に示す。

改良体の内的安定の検討は、右側改良体を対象する。ヒンジモデルの作用外力は、主働側土水圧合力、受働側土水圧合力、改良体平均慣性力、構造物からの平均側面反力である。ここで、構造物からの平均側面反力は、改良体底面をヒンジと仮定した曲げモーメントの釣り合いから陽に設定される。

バネモデルの作用外力は、主働側土水圧合力、液状化層、準液状化層における受働側土水圧合力、改良体平均慣性力であり、非液状化層における受働側土水圧合力、構造物からの平均側面反力は水平地盤バネで表現される。

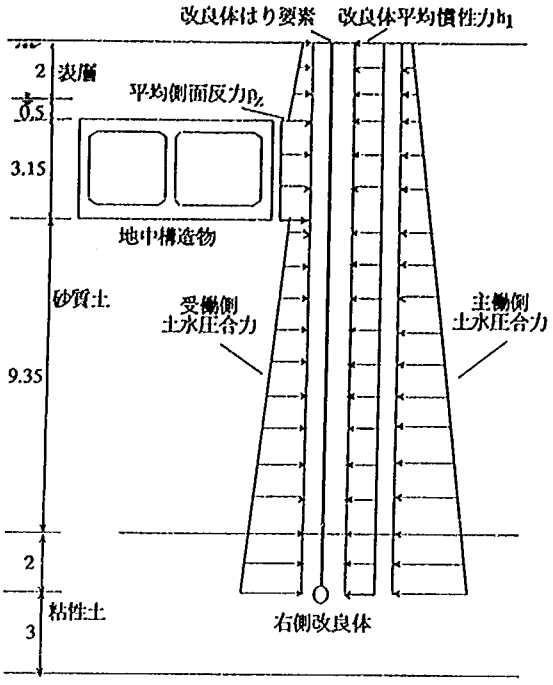


図-3.5.26　ヒンジモデル

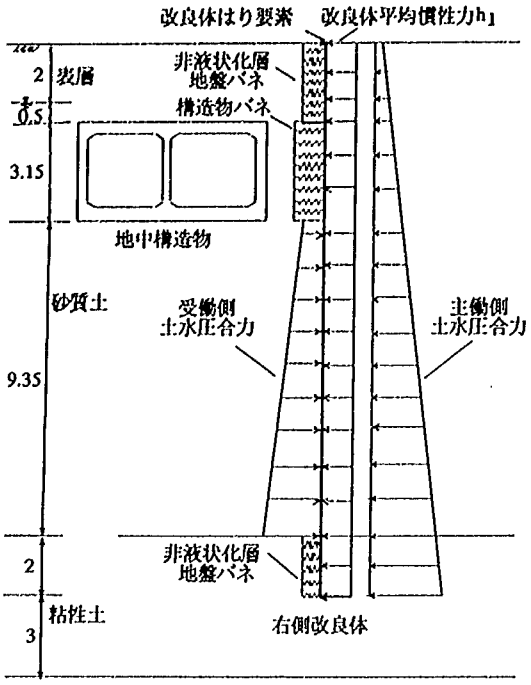


図-3.5.27　バネモデル

(v)外力の算定

(a) 改良体の慣性力

設計水平震度 k_{h}=0.15705 における改良体の慣性力を表－3.5.3 に示す。

表-3.5.3　改良体の慣性力

実重量 W_{sat}	$(1.75\times2+1.95\times13+1.6\times2)\times B$	$32.05\times B$ tf/m
有効重量 W'	$(1.75\times2+0.95\times13+0.6\times2)\times B$	$19.05\times B$ tf/m
慣性力 $H=W_{sat}\cdot k_{h1}$	$(32.05\times B)\times0.15705$	$5.03\times B$ tf/m

(b) 動水圧

設計水平震度 k_{h}=0.1395 における各深度での動水圧を表－3.5.4 に示す。

表-3.5.4　動水圧

地層区分	深度 (m)	計算式	動水圧 $p_{dw}(tf/m^2)$
表層	0	0	0
	-1	0	0
	-2	0	0
砂質土	-2.5	$7/8\times0.1395\times(1+0.444\times0.95)\times\sqrt{13\times0.5}$	0.442
	-3	$7/8\times0.1395\times(1+0.444\times0.95)\times\sqrt{13\times1}$	0.626
	-4	$7/8\times0.1395\times1.95\times\sqrt{13\times2}$	1.214
	-5	$7/8\times0.1395\times1.95\times\sqrt{13\times3}$	1.486
	-5.65	$7/8\times0.1395\times1.95\times\sqrt{13\times3.65}$	1.640
	-6	$7/8\times0.1395\times1.95\times\sqrt{13\times4}$	1.716
	-7	$7/8\times0.1395\times1.95\times\sqrt{13\times5}$	1.919
	-8	$7/8\times0.1395\times1.95\times\sqrt{13\times6}$	2.102
	-9	$7/8\times0.1395\times1.95\times\sqrt{13\times7}$	2.271
	-10	$7/8\times0.1395\times1.95\times\sqrt{13\times8}$	2.427
	-11	$7/8\times0.1395\times1.95\times\sqrt{13\times9}$	2.575
	-12	$7/8\times0.1395\times1.95\times\sqrt{13\times10}$	2.714
	-13	$7/8\times0.1395\times1.95\times\sqrt{13\times11}$	2.846
	-14	$7/8\times0.1395\times1.95\times\sqrt{13\times12}$	2.973
	-15	$7/8\times0.1395\times1.95\times\sqrt{13\times13}$	3.094
粘性土	-16	0	0
	-17	0	0
	-18	0	0
	-19	0	0
	-20	0	0

(c) 主働側の土圧係数

設計水平震度 $k_h=0.1395$ における主働側の各深度での土圧係数を表－3.5.5 に示す。

表-3.5.5　主働側の土圧係数

地層区分	深度 (m)	地盤定数	土圧係数
表層	0 -1 -2	$\phi=25^o$、$\delta=12.5^o$、$k_h=0.1395$ $\theta=\tan^{-1}k_h=7.9^o$	$K_{EA}\cos\delta=0.466$
砂質土	-2.5 -3	$\phi=25^o$、$\delta=12.5^o$ $\tan\phi'=(1-R_u)\tan\phi$、$\delta'=(\phi'/\phi)\delta$ $R_u=0.444$、$\phi'=14.5^o$、$\delta'=7.25^o$、$k_h'=0.2863$ $\theta=\tan^{-1}k_h'=16.0^o$	$K_A\cos\delta=0.373$ $K_{EA}'\cos\delta'=1.122$
	-4 ∫ -15	$R_u=1.0$	$K_A=1.0$
粘性土	-16 ∫ -20	－	$K_{EA}=1.0$

(d) 受働側の土圧係数

設計水平震度 k_h=0.1395 における受働側の各深度での土圧係数を表−3.5.6 に示す。

表-3.5.6　受働側の土圧係数

地層区分	深度 (m)	地盤定数	土圧係数
表層	0 -1 -2	ϕ=25°、δ=-12.5°、k_h=0.1395 $\theta=\tan^{-1}k_h$=7.9°	$K_{EP}\cos\delta$=3.029
砂質土	-2.5	ϕ=25°、δ=-12.5° $\tan\phi'=(1-R_u)\tan\phi$、$\delta'=(\phi'/\phi)\delta$	$K_P\cos\delta$=3.091 $K_{EP}'\cos\delta'$=1.122
	-3	R_u=0.444、ϕ'=14.5°、δ'=-7.25°、k_h'=0.2863 $\theta=\tan^{-1}k_h'$=16.0°	
	-4 ∫ -15	R_u=1.0	K_P=1.0
粘性土	-16 ∫ -20	−	K_{EP}=1.0

(e) 主働側の土水圧強度(右側改良体)

右側改良体の主働側の各深度での土水圧強度を表−3.5.7 に示す。

(f) 受働側の土水圧強度(右側改良体)

右側改良体の受働側の各深度での土水圧強度を表−3.5.8 に示す。ここで、地中構造物の接地圧 w は、以下の通りである。

$$w = 1.75\times 2 + 0.95\times 0.5\left(\frac{17.1}{5.85\times 3.15}-1\right)\times 3.15$$

$$=3.748\,(tf/m^2)$$

表-3.5.7　主働側の土水圧強度(右側改良体)

地層区分	深度 (m)	計算式	土水圧強度 p_h (tf/m^2)
表層	0	0	0
	-1	1.75×1×0.466	0.816
	-2	1.75×2×0.466	1.631
砂質土	-2.5	(1.75×2+0.95×0.5)×1.122+0.5	4.960
	-3	(1.75×2+0.95×1)×1.122+1	5.993
	-4	1.75×2+0.95×2+2+1.214	8.614
	-5	1.75×2+0.95×3+3+1.486	10.836
	-5.65	1.75×2+0.95×3.65+3.65+1.640	12.258
	-6	1.75×2+0.95×4+4+1.716	13.016
	-7	1.75×2+0.95×5+5+1.919	15.169
	-8	1.75×2+0.95×6+6+2.102	17.302
	-9	1.75×2+0.95×7+7+2.271	19.421
	-10	1.75×2+0.95×8+8+2.427	21.527
	-11	1.75×2+0.95×9+9+2.575	23.625
	-12	1.75×2+0.95×10+10+2.714	25.714
	-13	1.75×2+0.95×11+11+2.846	27.796
	-14	1.75×2+0.95×12+12+2.973	29.873
	-15	1.75×2+0.95×13+13+3.094	31.944
粘性土	-15	1.75×2+0.95×13+0.6×0+13−2×5	18.850
	-16	1.75×2+0.95×13+0.6×1+14−2×5	20.450
	-17	1.75×2+0.95×13+0.6×2+15−2×5	22.050

表-3.5.8　受働側の土水圧強度(右側改良体)

地層区分	深度 (m)	計算式	土水圧強度 p_h (tf/m^2)
表層	0	0	0
	-1	1.75×1×3.029	5.301
	-2	1.75×2×3.029	10.602
砂質土	-2.5	(1.75×2+0.95×0.5)×1.122+0.5	4.960
	-3	0	0
	-4	0	0
	-5	0	0
	-5.65	3.748+0.95×0+3.65−1.640	5.758
	-6	3.748+0.95×0.35+4−1.716	6.365
	-7	3.748+0.95×1.35+5−1.919	8.112
	-8	3.748+0.95×2.35+6−2.102	9.879
	-9	3.748+0.95×3.35+7−2.271	11.660
	-10	3.748+0.95×4.35+8−2.427	13.454
	-11	3.748+0.95×5.35+9−2.575	15.256
	-12	3.748+0.95×6.35+10−2.714	17.067
	-13	3.748+0.95×7.35+11−2.846	18.885
	-14	3.748+0.95×8.35+12−2.973	20.708
	-15	3.748+0.95×9.35+13−3.094	22.537
粘性土	-15	3.748+0.95×9.35+0.6×0+13+2×5	35.631
	-16	3.748+0.95×9.35+0.6×1+14+2×5	37.231
	-17	3.748+0.95×9.35+0.6×2+15+2×5	38.831

(g) ヒンジモデルの作用外力

表－3.5.7 の右側改良体の主働側の土水圧強度から算定した各深度での土水圧合力を表－3.5.9 に、表－3.5.8 の右側改良体の受働側の土水圧強度から算定した各深度での土水圧合力を表－3.5.10 に示す。

地中構造物からの側面反力の合力 P_z、平均側面反力 p_z は、以下の通り算定される。

改良体の幅 B における改良体の慣性力 H_1 は、表－3.5.3 から、

$$H_1=5.033B(tf/m)$$

重心位置 $y_z=12.925m$ の地中構造物から側面反力、重心位置 $y_z=8.5m$ の改良体の慣性力、表－3.5.9、4.5.10 の土水圧合力による改良体のモーメントの釣り合いから、

$$P_z\times 12.925=(11.35+12+13+14+14.5)\times p_z$$
$$=5.033\times B\times 8.5+1636.894+39.834$$

$$p_z=\frac{42.784\times B+623.691}{64.85}(tf/m)$$
$$-223.612-756.008-73.395(tf*m/m)$$

重心位置 $y_z=8.5m$ の改良体の平均慣性力 h_1 は、以下の通り算定される。

$$5.033\times B\times 8.5=\begin{pmatrix}1+2+3+4+5+6+7+8+9+10+11\\+11.35+12+13+14+14.5+15+16\end{pmatrix}\times h_1$$
$$=178.85\times h_1(tf*m/m)$$

$$h_1=\frac{42.784\times B}{178.85}(tf/m)$$

(h) バネモデルの作用外力

バネモデルの主働側の土水圧合力は、表－3.5.9 のヒンジモデルと同様であり、バネモデルの受働側の土水圧合力は、表－3.5.10 のヒンジモデルの受働側の土水圧合力において、非液状化層の表層、粘性土の土水圧合力、構造物からの平均側面反力を水平地盤バネで表現している。

ここで構造物、表層、粘性土の水平地盤バネの比率は、以下のように設定した。水平地盤バネは、地盤の変形係数 $E_o(G_o)$ に比例すると仮定し、表層、粘性土の $E_o(G_o)$ は、N 値、γ から設定した。

$$Go=\left(\frac{\gamma}{g}\right)\times(Vso)^2(tf/m^2)$$

表層：$Vso=80\times(N)^{1/3}(m/sec)$

粘層土：$Vso=100\times(N)^{1/3}(m/sec)$

図－3.5.25 から、表層は $\gamma=1.75tf/m^3$、N＝6、GO＝3774tf/m²、粘性土は $\gamma=1.6tf/m^3$、N＝2、GO＝2592tf/m² となり、表層、粘性土の水平地盤バネの比率は 1.5：1 を仮定した。構造物からの平均側面反力の水平地盤バネは、表層より大きな値とし、構造物、表層、粘性土の水平地盤バネの比率は、それぞれ 2：1.5：1 を仮定した。

(vi)解析ケース

解析は、ヒンジモデルとバネモデルの改良体の幅Bを1m～10m、1m刻みで増加させて、梁モデルにより検討した。したがって、ヒンジモデルの作用外力の地中構造物からの平均側面反力p_iと改良体の平均慣性力h_1、バネモデルの作用外力の改良体の平均慣性力h_1は、改良体の幅B毎に算定した。

(vii)解析結果

ヒンジモデルとバネモデルのB=8mにおける改良体の曲げモーメントMとせん断力Qの深度分布の比較を図－3.5.28、3.5.29に示す。ヒンジモデルの最大曲げモーメント、最大せん断力は、バネモデルと比較して、曲げモーメントは20%程度大きく、せん断力はほぼ同じである。また曲げモーメント、せん断力の深度分布の形状は、ほぼ同様である。

ヒンジモデルとバネモデルのB=6、7、8mにおける改良体の曲げ応力度σの深度分布を図－3.5.30、3.5.31に、ヒンジモデルとバネモデルのB=6、7、8mにおける改良体のせん断応力度τの深度分布を図－3.5.32、3.5.33に示す。ここで、曲げ応力度σの算定では、改良体の有効重量に相当する各深度での常時の圧縮応力を考慮しており、図－3.5.30、3.5.31の曲げ応力度は、圧縮を正、最大曲げ引張応力度が生じた外縁での深度分布を示している。

ヒンジモデルの最大曲げ応力度、最大せん断応力度は、最大曲げモーメント、最大せん断力と同様に、バネモデルと比較して、曲げ応力度は20%程度大きく、せん断応力度はほぼ同じである。また曲げ応力度、せん断応力度の深度分布の形状は、ほぼ同様である。

ヒンジモデルとバネモデルの改良体の最大曲げ引張応力度σ_{max}、改良体の最大せん断応力度τ_{max}と改良体の幅Bとの関係を図－3.5.34、3.5.35に示す。

一軸圧縮強さq_{ua}=5kgf/cm²の場合、許容引張強さはσ_{ta}=7.5tf/m²(∵許容引張強さσ_{ta}=0.15q_{ua})、許容せん断強さはτ_a=25tf/m²(∵許容せん断強さτ_a=0.5q_{ua})であり、最大曲げ引張応力度が許容応力度内となる改良幅は、ヒンジモデル、バネモデルでB≧8m、最大せん断応力度が許容応力度内となる改良幅は、ヒンジモデル、バネモデルでB≧2mである。

同様に、一軸圧縮強さq_{ua}=10kgf/cm²の場合、許容引張強さはσ_{ta}=15tf/m²、許容せん断強さはτ_a=50tf/m²であり、最大曲げ引張応力度が許容応力度内となる改良幅は、ヒンジモデルでB≧7m、バネモデルでB≧6m、最大せん断応力度が許容応力度内となる改良幅は、ヒンジモデル、バネモデルでB≧1mである。

このように、ヒンジモデルとバネモデルの2つの異なる計算モデルによる改良体の応力度は、ほぼ同様であり、改良体の改良幅は、概ね同じ諸元となる。

(viii)まとめ

(1) ヒンジモデルとバネモデルによる地中構造物の内的安定に関する試計算を行った結果、ヒンジモデルの最大曲げ引張応力度はバネモデルと比較して20%程度大きく、最大せん断応力度はほぼ同じである。

(2) 一軸圧縮強さq_{ua}=5kgf/cm²の場合、改良体の改良幅Bは、ヒンジモデル、バネモデルでB≧8m、q_{ua}=10kgf/cm²の場合、ヒンジモデルでB≧7m、バネモデルでB≧6mで許容応力度内となり、概ね同じ諸元となる。

表-3.5.9　主働側の土水圧合力(右側改良体)

地層区分	深度 (m)	土水圧合力 P_h (tf/m)	作用位置 y (m)	土水圧合力 ΣP_h (tf/m)	作用位置 y (m)	モーメント ΣM_R(tf*m/m)
表層	0	0.136	17	237.886	6.881	1636.894
	-1	0.816	16			
	-2	1.365	15			
砂質土	-2.5	2.289	14.5			
	-3	4.846	14			
	-4	8.548	13			
	-5	8.725	12			
	-5.65	6.023	11.35			
	-6	9.101	11			
	-7	15.166	10			
	-8	17.300	9			
	-9	19.419	8			
	-10	21.526	7			
	-11	23.624	6			
	-12	25.713	5			
	-13	27.795	4			
	-14	29.872	3			
	-15	15.627	2			
粘性土	-15	9.692	2	40.900	0.974	39.834
	-16	20.450	1			
	-17	10.758	0			

表-3.5.10　受働側の土水圧合力(右側改良体)

地層区分	深度 (m)	土水圧合力 P_h (tf/m)	作用位置 y (m)	土水圧合力 ΣP_h (tf/m)	作用位置 y (m)	モーメント ΣM_R(tf*m/m)
表層	0	0.884	17	14.493	15.429	223.612
	-1	5.301	16			
	-2	6.598	15			
砂質土	-2.5	1.710	14.5			
	-3	0	0	0	0	0
	-4	0	0			
	-5	0	0			
	-5.65	1.043	11.35	131.594	5.745	756.008
	-6	4.552	11			
	-7	8.115	10			
	-8	9.881	9			
	-9	11.662	8			
	-10	13.455	7			
	-11	15.258	6			
	-12	17.068	5			
	-13	18.886	4			
	-14	20.709	3			
	-15	10.964	2			
粘性土	-15	18.082	2	74.462	0.986	73.395
	-16	37.231	1			
	-17	19.149	0			

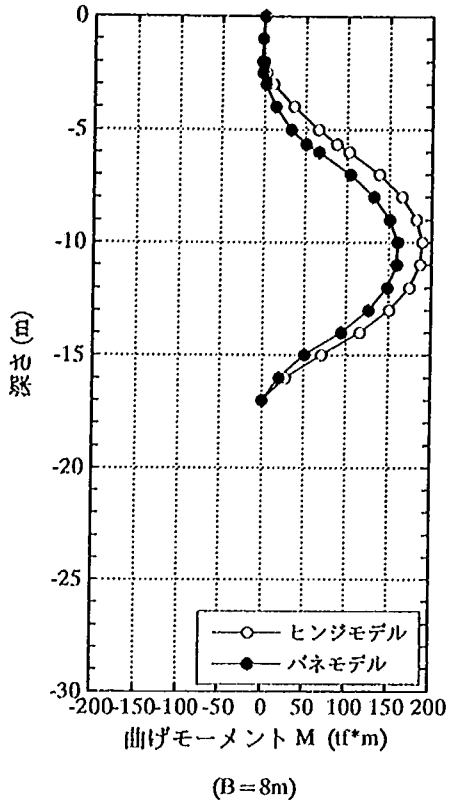


図-3.5.28　曲げモーメントの深度分布の比較

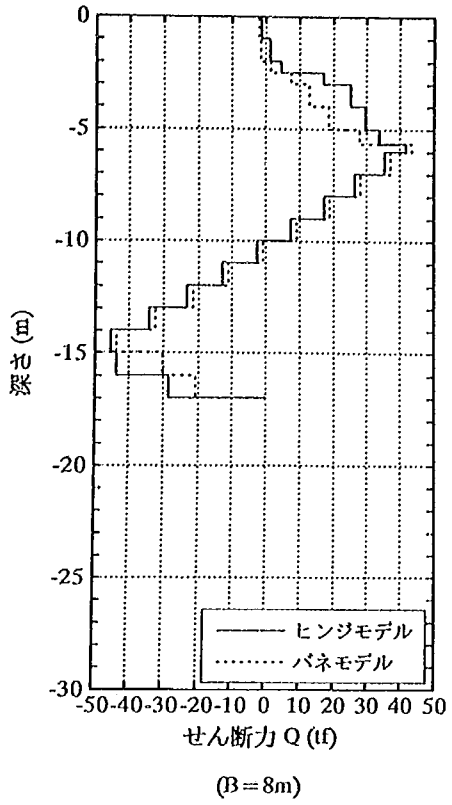


図-3.5.29　せん断力の深度分布の比較

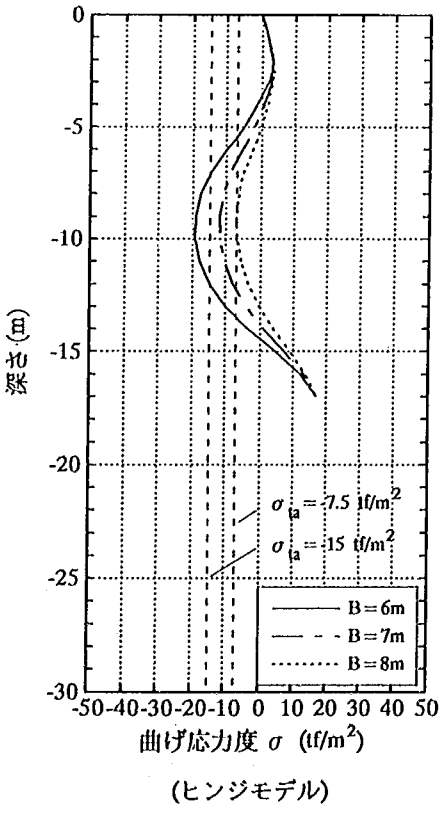


図-3.5.30　曲げ応力度の深度分布

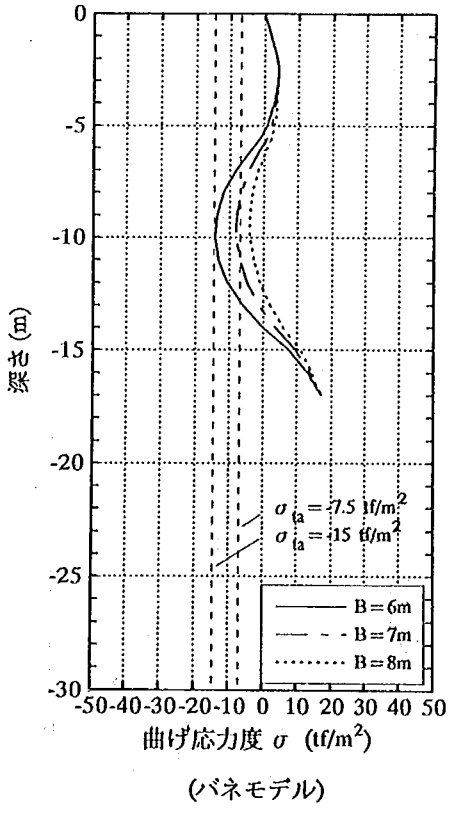


図-3.5.31　曲げ応力度の深度分布

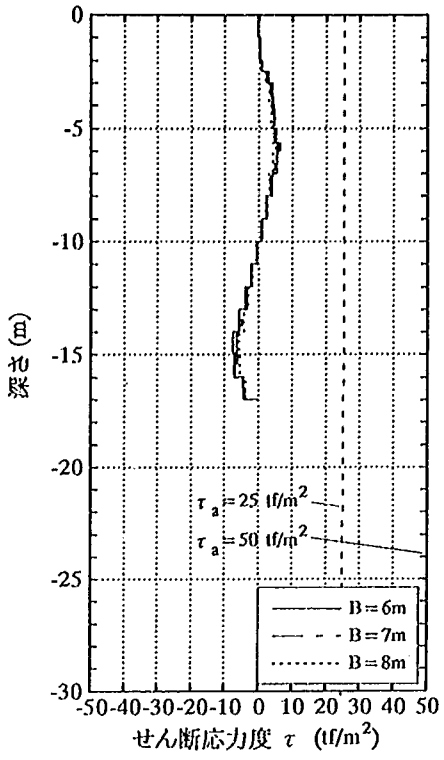


図-3.5.32　せん断応力度の深度分布

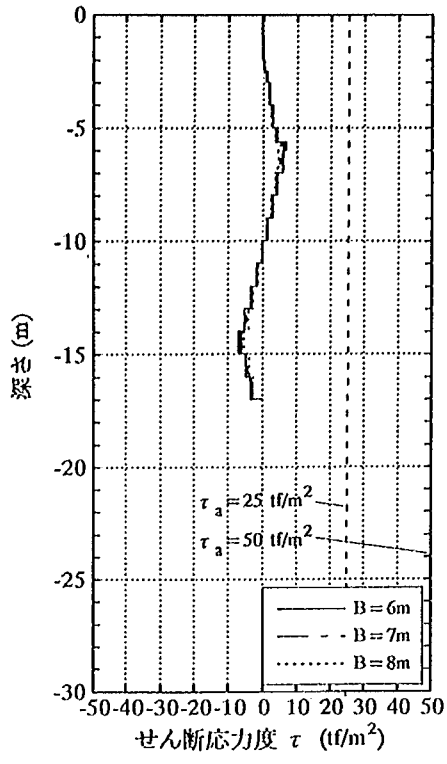


図-3.5.33　せん断応力度の深度分布

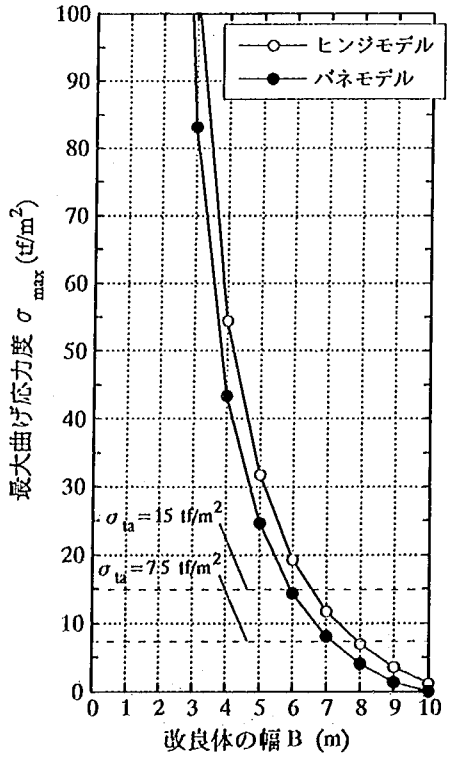


図-3.5.34　曲げ応力度と改良体の幅の関係の比較

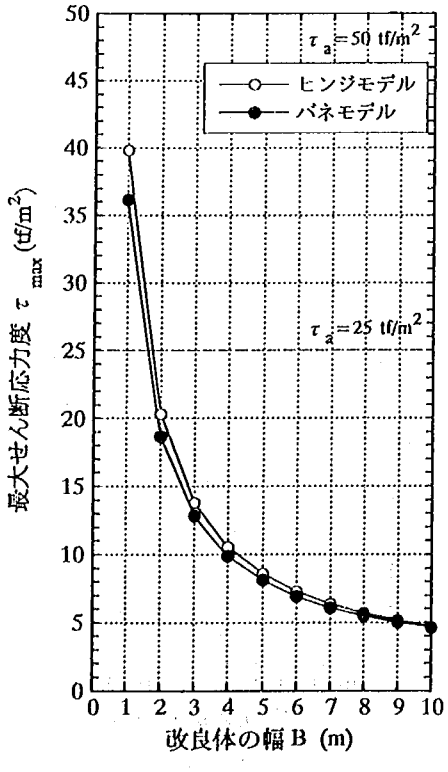


図-3.5.35　せん断応力度と改良体の幅の関係の比較

(大林組)

(2) Newmarkの方法による滑動量の推定に関する検討

1) 実験模型を対象とした適用性の検討

盛土構造物の液状化対策にセメント系深層混合処理改良地盤を用いた場合、その耐震設計（文献２）において、震度法により改良地盤の滑動等の外的安定について所定の安全率を確保する検討を行う。しかし、設定された震度の大きさによっては滑動等を許さないとして設定された所定の安全率を確保することが困難になり、２段階耐震設計におけるレベル２の大地震時において設計が成り立たなくなることがある。そこでレベル２では改良地盤の滑動等の変位を許容する設計をすることも考えられる。その場合変位量が許容値に対してどの程度になるのかを予測することが必要である。本報告はこのような背景により盛土構造物の液状化対策用深層混合処理改良地盤の設計照査のクリティカル項目となる滑動の量の推定法の検討を行ったものである。1)では検討のための計算方法を、2)では検討計算方法による計算結果を報告する。

検討方法：計算方法はNewmarkの方法（文献１）を用いている（以下Ｎ法と呼ぶ）。Ｎ法による場合、改良地盤に作用する外力は改良地盤に作用する加速度による慣性力及び改良地盤底面の摩擦抵抗として扱われるため、盛土構造物及び改良地盤の周辺地盤から作用する土圧・水圧を改良地盤の加速度に変換する必要がある（図－3.5.36）。ここで、図－3.5.36に示す設計モデルにおける改良地盤に作用する土水圧の合力$P_P(t)$及び$P_A(t)$を次式によって加速度成分$a_P(t)$（以下換算加速度とする）に変換する。

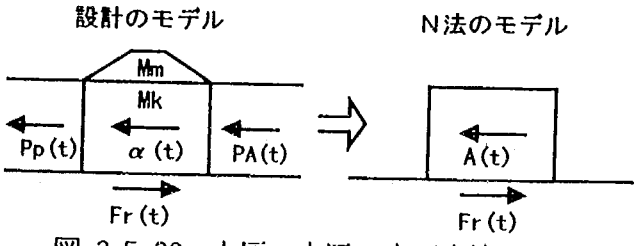


図-3.5.36　土圧・水圧・底面摩擦の変換

$$\alpha_P(t) = |P_A(t) + P_P(t)| / M \quad \cdots\cdots (3.5.12)$$

ここで、M=Mm+Mk、Mm：盛土の質量、Mk：改良地盤の質量である。

そして、Ｎ法における改良地盤の加速度A(t)は次式によって表される。

$$A(t) = \alpha(t) + \alpha_P(t) \quad \cdots\cdots (3.5.13)$$

ここで、$\alpha(t)$は、設計モデルにおける改良地盤の加速度である。

ここで換算係数$\beta = \alpha_P(t) / \alpha(t)$とすると、式(3.5.13)は、

$$A(t) = (1+\beta)\alpha(t) \quad \cdots\cdots (3.5.14)$$

として表される。

また、底面摩擦Fr(t)は次式により与えられる。

$$Fr(t) = \mu(t) M \cdot g \quad \cdots\cdots (3.5.15)$$

ここで、μ：底面の摩擦係数、g：重力加速度

$\mu(t)$は次式によって求められる。

$$\mu(t) = |M\alpha(t) + P_A(t) + P_P(t)| / (M \cdot g) \quad \cdots\cdots (3.5.16)$$

β及びμは地盤の液状化の度合いや、改良体に作用する加速度によって変化する値である。そこで、模型実験を対象にβ及びμの値を求め、モデル化を行い、そのモデルを用いてN法によって滑動量を求め、実験と比較し適用性を検討した。対象とした実験の模型は図－3.5.37に示すとおりである。実験の詳細については文献２）を参照されたい。なお、α(t)には実験データーを用いた。

検討結果：盛土構造物の液状化対策用振動実験の模型を図－3.5.37に示す（文献２）。実験は加速度による正弦波を用いた加速度の振幅を大中小の三種類に分けて実験した。加速度振幅の小さい実験(300gal）では改良地盤の滑動現象は生じなかったが、振幅を中位の大きさ（400gal）に上げると周辺地盤の液状化が徐々に生じるにつれて改良地盤の滑動現象が発生した。振幅のもっと、大きな場合（500gal）は加振直後に液状化が起こり改良地盤の滑動も即座に発生した。この三種類の実験のうち、周辺地盤の過剰間隙水圧の上昇により液状化が生じた結果、改良地盤が静止状態から滑動状態に移行する現象がすべて表現された中位の振幅の実験結果を以下の諸量で整理してみたのが図－3.5.38である。

① 改良地盤の水平変位　　D（t）
② 改良地盤の加速度　　α（t）
③ 換算加速度　　α_r(t)
④ 換算係数　　β
⑤ 周辺地盤の過剰間隙水圧　P_r(t)
⑥ 改良地盤底面の摩擦係数　μ（t）

水平変位の時刻歴D(t)は、変位がない領域（領域１、０～１秒）、滑動が始まり急増しピークを迎える領域（領域２、１～２秒）及びほぼ一定振幅で滑動する領域（領域３、２～４秒）に分かれる。②以下の諸量の挙動の変化もこの領域区分に対応している。④は領域１及び領域３で一定、領域２で減少する。⑤は領域１、２で漸増し、領域３でほぼ一定となる。⑥は領域１は一定、領域②は漸減、領域３は一定となる。この現象はその他の実験でも見られた（図－3.5.39、3.5.40）。これらを基に①、②、④、⑤及び⑥をモデル化したのが図－3.5.41である。

図中の値を用いて図－3.5.37の実験のシミュレーション計算をした結果を図－3.5.42に示す。図－3.5.42の実験値は図－3.5.38の①と同じものである。計算値は実験値より小さいが、ほぼ対応している。実験値にはロッキング成分が入っていることが考えられる。

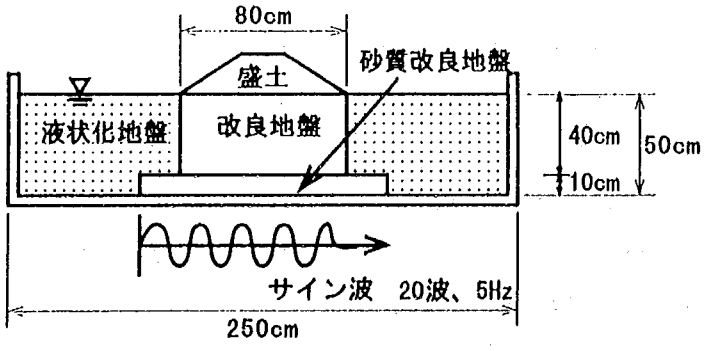


図-3.5.37　振動実験の模型

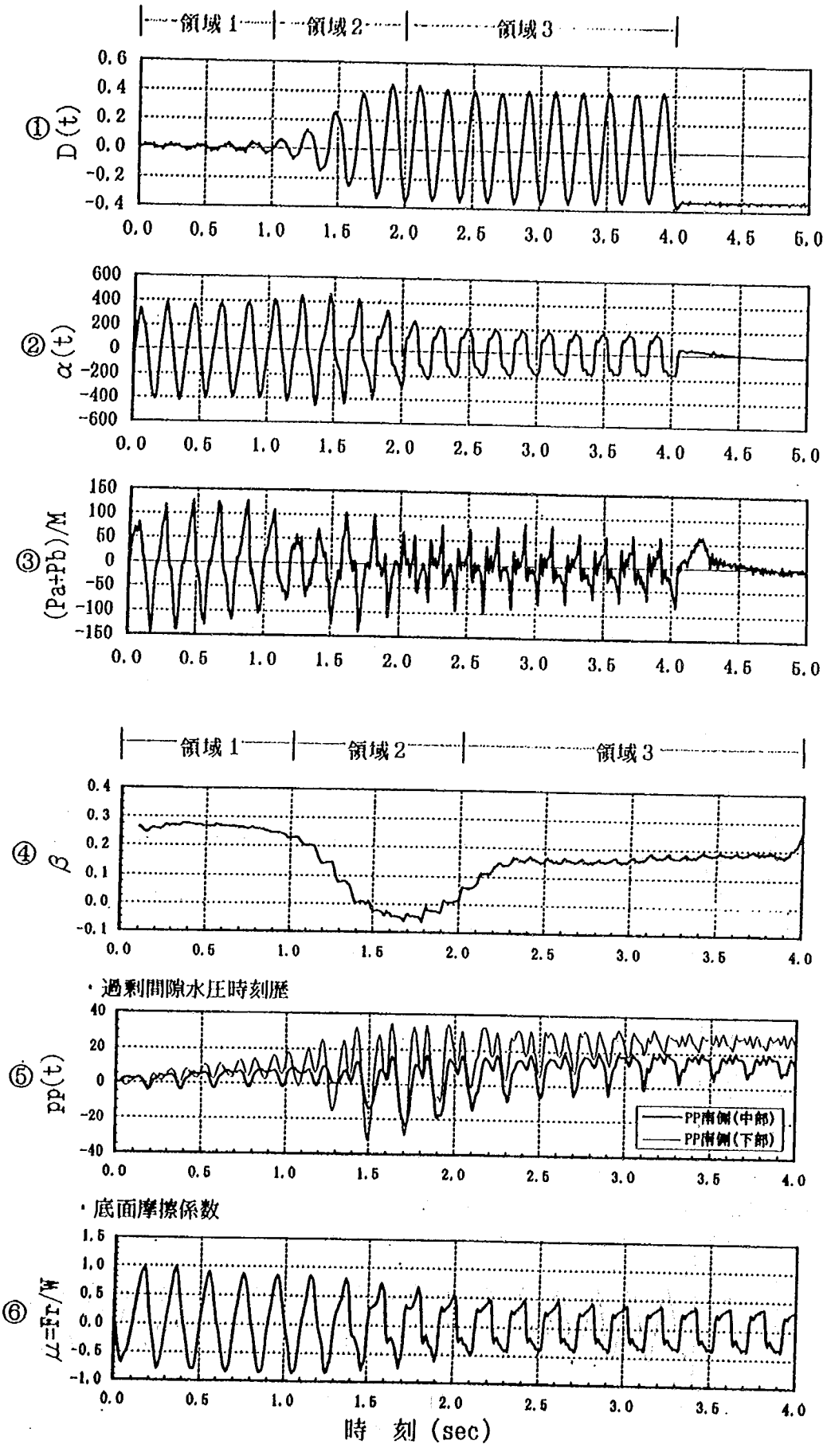
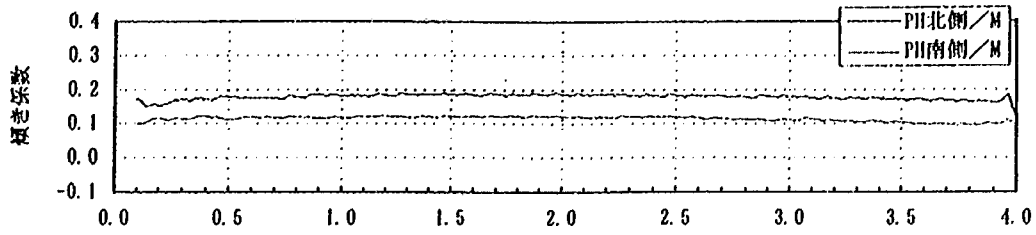
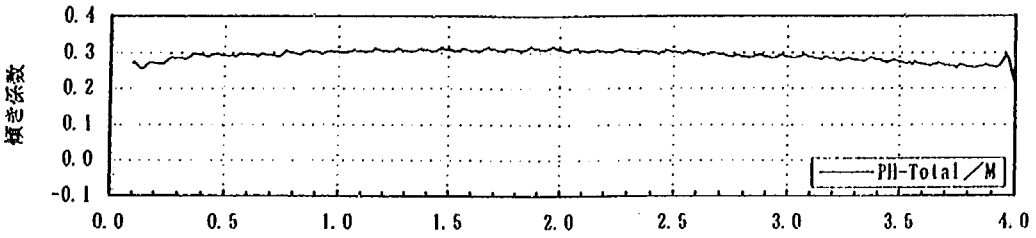


図-3.5.38 模型振動実験結果 (400gal)

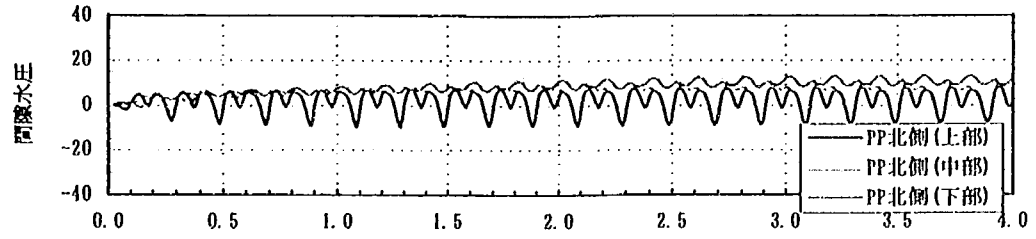
・改良体両側面における［側圧／質量］と加速度の関係：［β(North, South) = (P(N, S)/M) ／α］



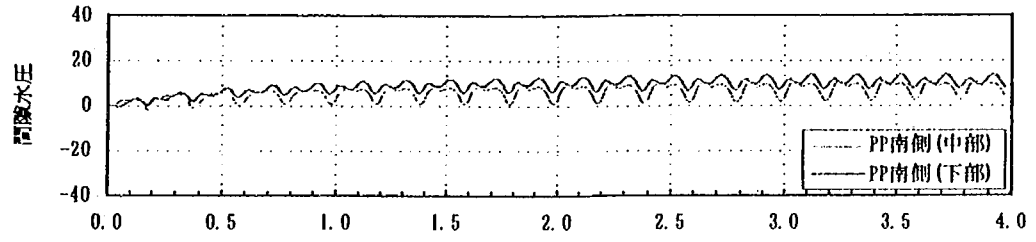
・改良体側圧合力における［側圧／質量］と加速度の関係：［βNorth+βSouth = (PH-Total/M) ／α］



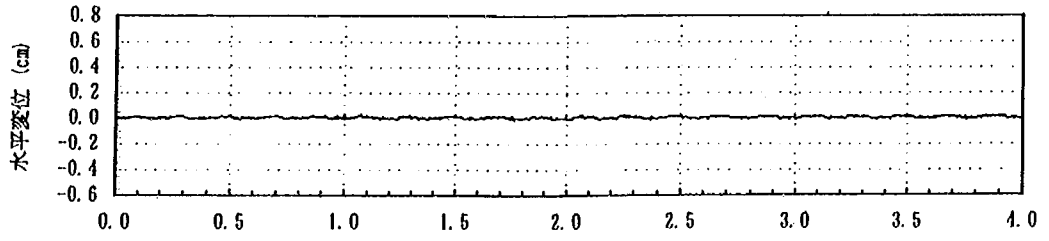
・過剰間隙水圧時刻歴［改良体北側］　（単位；gf/cm2）



・過剰間隙水圧時刻歴［改良体南側］　（単位；gf/cm2）



・改良体水平変位



・底面摩擦係数 μ := FR／W = -(M*α+Pa+Pp)/W

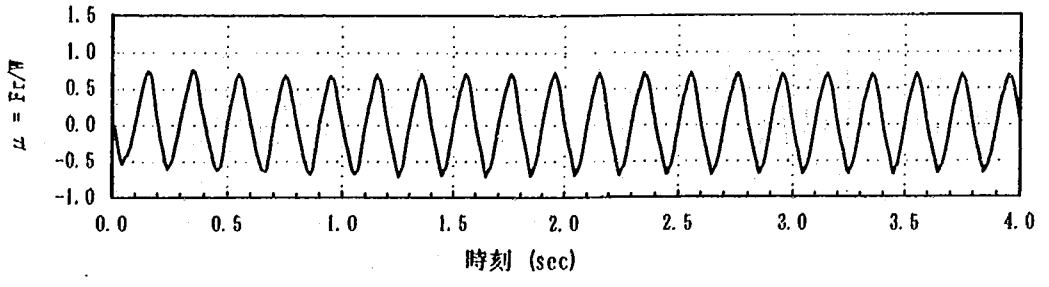
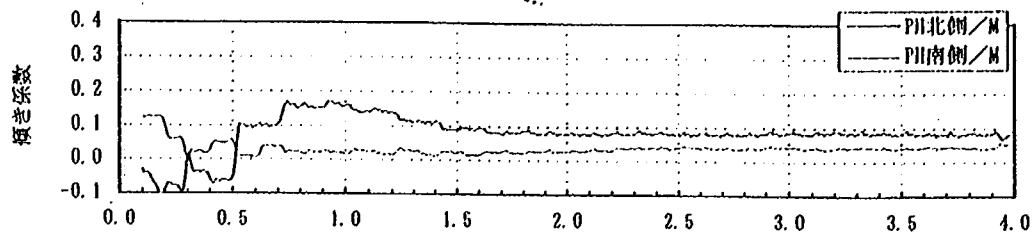
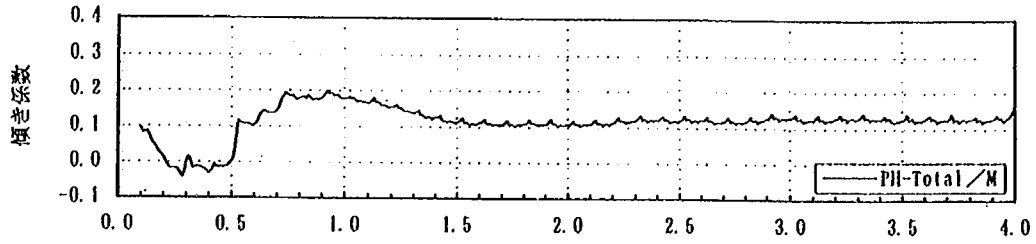


図-3.5.39　模型振動実験結果（300gal）

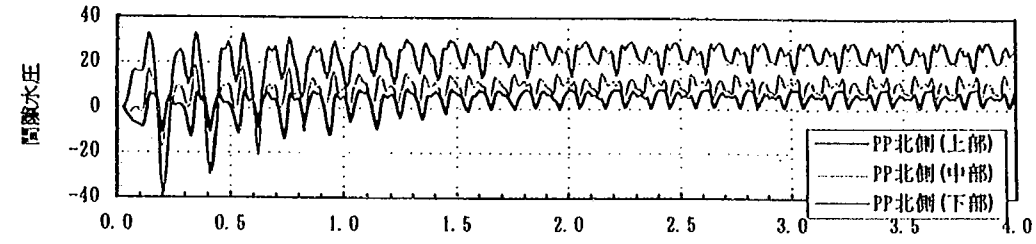
・改良体両側面における［側圧／質量］と加速度の関係：［β(North, South) = (P(N,S)/M) ／α］



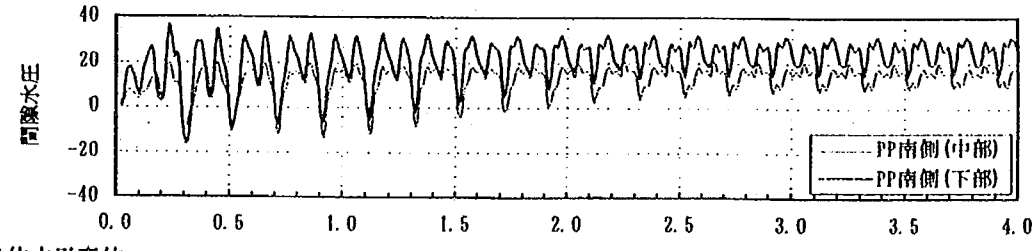
・改良体側圧合力における［側圧／質量］と加速度の関係：［βNorth+βSouth = (PH-Total/M) ／α］



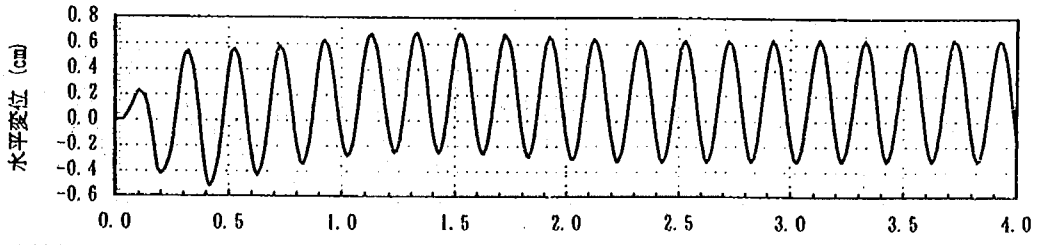
・過剰間隙水圧時刻歴［改良体北側］ （単位；gf/cm2）



・過剰間隙水圧時刻歴［改良体南側］ （単位；gf/cm2）



・改良体水平変位



・底面摩擦係数 μ := FR／W = -[M*α+Pa+Pp]/W

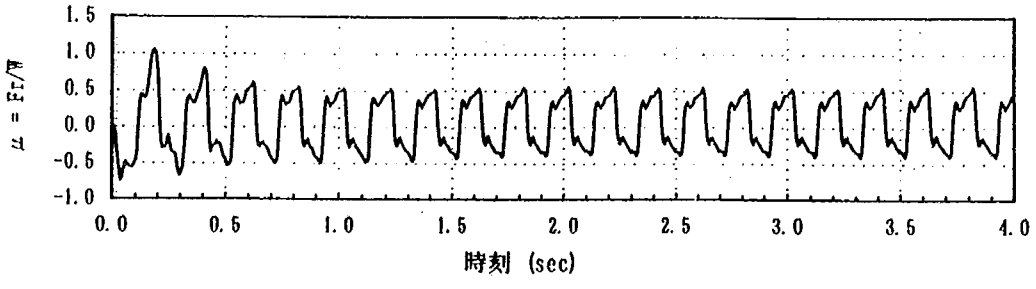


図-3.5.40 模型振動実験結果（500gal）

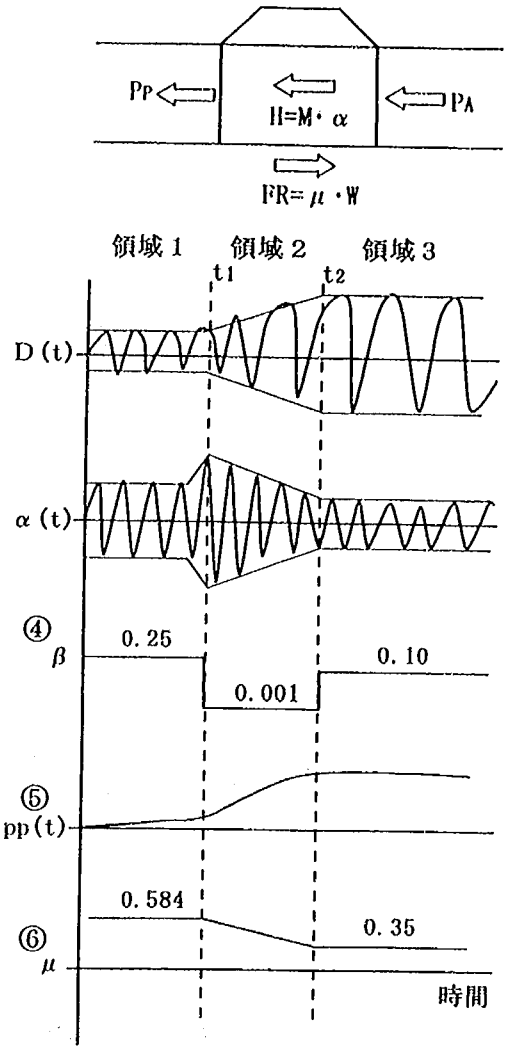


図-3.5.41　外力のモデル

・改良体水平変位

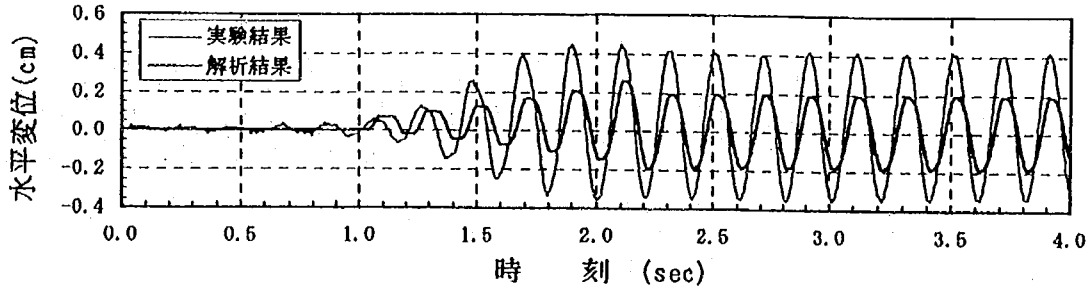


図-3.5.42　計算結果と実験結果の比較

2)　プロトタイプによる滑動量の試算

(1)で設定したモデルとその定数を用いて盛土に対して法尻を改良した場合および法下を改良した場合についてプロトタイプの滑動量を試算した。

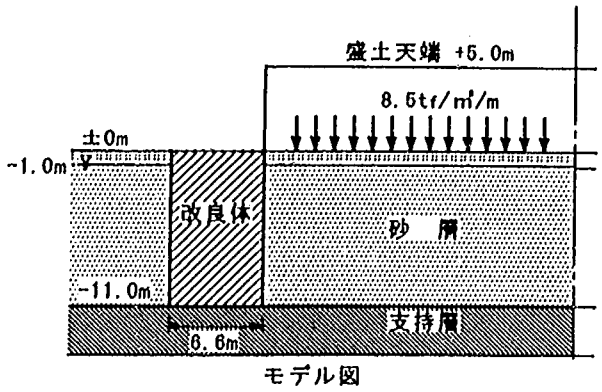
盛土および地盤のモデル：図－3.5.43および図－3.5.44は法尻改良型、図－3.5.45は法下改良型のモデルである。図－3.5.43および図－3.5.44のように改良地盤に載っていない部分の盛土は等分布荷重と仮定した。盛土による改良地盤への土圧は、盛土の下部の砂地盤が液状化しない場合は土圧係数＝0.5、液状化した場合は土圧係数＝1.0として盛土の重量を改良地盤へ静的に作用する側圧として作用させ、その合力を改良地盤への付加加速度に換算することで、外力として考慮した。図－3.5.45のように改良地盤に載った部分の盛土の質量は、改良地盤の質量に加算した。盛土の重量は、液状化の判定に考慮していない。盛土の動的応答の影響は考慮していない。改良地盤の支持層は摩擦抵抗のみを持つ砂質土地盤（ϕ材）あるいは粘着力抵抗のみを持つ粘性土地盤（C材）とした。

入力地震波：図－3.5.46の入力加速度波に用いた入力地震波は東京都臨海部レベル２相当模擬地震波（臨海92）を用いた。改良体の下端にこの波形のままで水平動として入力した。

パラメーター：改良地盤の側面へ作用する側圧合力の値を設定する$\beta = \alpha p / \alpha$、改良体底面の摩擦抵抗を設定する摩擦係数$\mu$（$\mu_1$：静止時、$\mu_2$：滑動時）、入力加速度最大値をパラメーターとした。この計算は、改良地盤が滑動した時刻からｔ秒後に周辺地盤が液状化することを前提としており、このｔもパラメーターとした（表－3.5.11、表－3.5.12、図－3.5.45、図－3.5.46）。

計算事例（１）：図－3.5.43のモデルで支持層が$c=5tf/m^2$の場合についての計算結果を表－3.5.11に、表－3.5.12のNo１の事例の応答波形を図－3.5.46に示す。$c=5tf/m^2$の支持層の粘着力は、改良体底面長×ｃ／改良体の全重量（上載盛土荷重を含む）の方法で摩擦係数に換算してある。粘性土地盤支持層の場合は、改良地盤が滑動していない時と滑動している時とで底面摩擦係数の変化をつけていない。図－3.5.46では7～8cmの水平残留変位が生じ、最大応答加速度は290galで入力加速度最大値の82％に低下している（290/354=0.82）。ｔ=3.0秒と7.0秒では、後者の場合の方が前者より残留変位が0.75cm小さく、液状化の発生が遅い方が残留変位が小さいという結果となっている。

計算事例（２）：図－3.5.43のモデルにおいて、改良体の支持層が砂質地盤の場合にその摩擦角ϕと滑動量の関係をグラフ化したのが図－3.5.47である。支持層が砂質土地盤の場合には、滑動時の摩擦係数は非滑動時の摩擦係数よりも減少するものとして設定した。表－3.5.12は図－3.5.43の支持層が非滑動時にϕ=24°（μ_1=0.445）、入力加速度最大値310galでの計算値を示す。図－3.5.47の117、235、310は入力加速度の最大値を示し、「No」は表－3.5.12の「No」に、Φはμ_1に対応している（$\mu_2=\mu_1\times0.7$）。支持層がϕ材であっても図－3.5.45のように改良地盤に盛土が載る（法下改良モデル）場合、改良地盤の自重が増すことになるので改良地盤底面の摩擦抵抗が増大し、図－3.5.47の場合に比べて滑動量は減少する（図－3.5.48）。次に液状化層が図－3.5.43より薄い場合のモデルとして図－3.5.44のモデルの試算結果を図－3.5.49に示す。滑動量は数cmから20cm程度となっている。

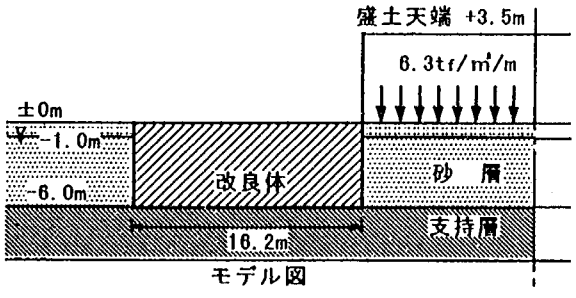


モデル図

地 盤 定 数

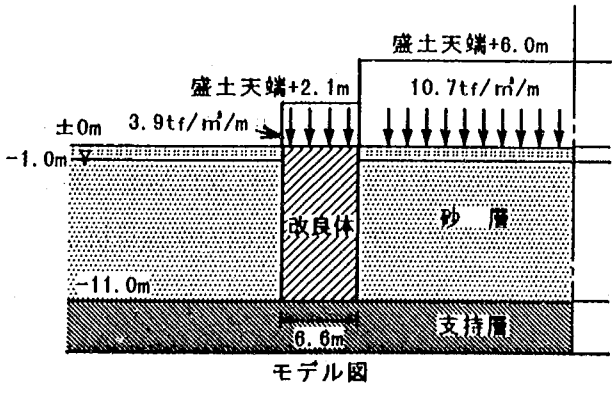
層名称	砂層 0～-1m	砂層 -1～-11m	盛土	粘土層	改良地盤
層タイプ	液状化層	液状化層	盛土構造物	支持層	
湿潤単体重量 γ_t(tf/m³)	1.7	1.95	1.7	1.8	原地盤に同じ
水中単体重量 γ'(tf/m³)	0.7	0.95	0.7	0.8	
粘着力 C(tf/m²)	——	——	——	5.0	——

図-3.5.43　法尻改良モデル



モデル図

図-3.5.44　法下改良モデル（地盤定数は図－3.5.43と同じ）



モデル図

図-3.5.45　法下改良モデル（地盤定数は図－3.5.43と同じ）

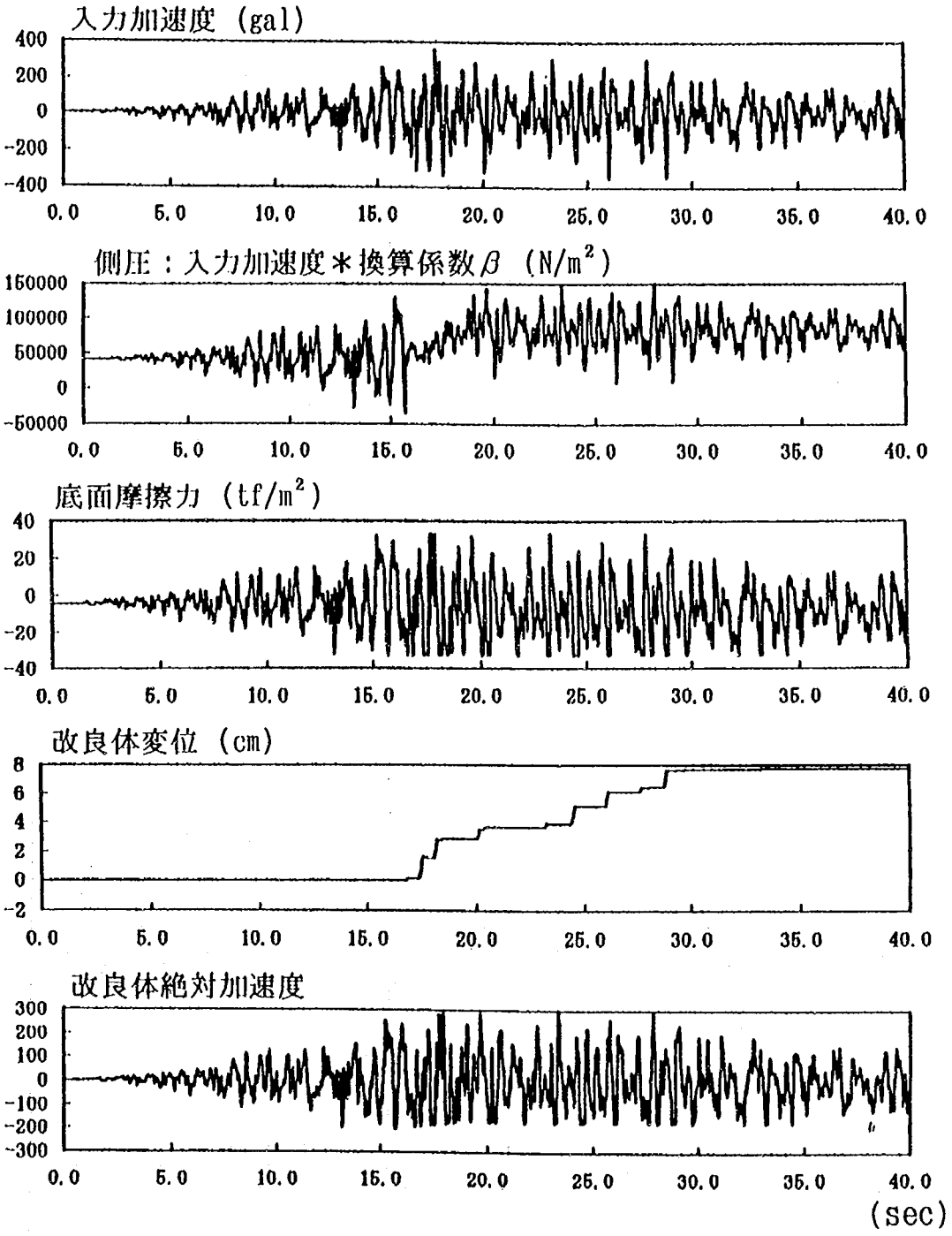


図-3.5.46　図－3.5.43モデル・表－3.5.11・No.1の応答波形

表-3.5.11　Newmark解析結果（東京都臨海92 354gal）

No.	t	β1	β2	β3	$\phi 1=\tan^{-1}$ ・μ1	$\phi 2=\tan^{-1}$ ・μ2	最大変位 (cm) (時刻sec)	残留変位 (cm)	最大加速度 (gal) (時刻sec)
1	3.0	0.25	0.05	0.15	0.446 (24°)	0.446 (24°)	7.69 (34.42)	7.69	290.02 (27.92)
3	〃	〃	0.055	0.2	〃	〃	〃	〃	〃
4	〃	〃	0.05	〃	〃	〃	〃	〃	〃
5	7.0	〃	〃	〃	〃	〃	6.94 (34.42)	6.94	〃
6	7.0	〃	0.01	0.1	〃	〃	〃	〃	〃
8	7.0	〃	0.05	0.2	〃	〃	〃	〃	〃

t　：初めて滑動を開始してから液状化したと仮定するまでの時間（秒）

β1：初期のβ（領域1）　β2：初めて滑動を開始してから液状化するまでのβ（領域2）

β3：液状化時のβ（領域3）　μ1：静的摩擦係数（領域1）

μ2：滑動・液状化時摩擦係数（領域3）　土圧係数：非液状化時 0.5、液状化時 1.0

表-3.5.12　Newmark解析結果（東京都臨海92 310gal）

No.	t	β1	β2	β3	$\phi 1=\tan^{-1}$ ・μ1	$\phi 2=\tan^{-1}$ ・μ2	最大変位 (cm) (時刻sec)	残留変位 (cm)	最大加速度 (gal) (時刻sec)
1	3.0	0.25	0.05	0.15	0.446 (25°)	0.325 (18°)	13.39 (39.94)	13.39	258.37 (17.72)
3	〃	〃	0.055	0.2	〃	〃	〃	〃	〃
4	〃	〃	0.05	〃	〃	〃	〃	〃	〃
5	7.0	〃	〃	〃	〃	〃	10.71 (39.94)	10.71	265.48 (17.72)
6	7.0	〃	0.01	0.1	〃	〃	〃	〃	〃
8	7.0	〃	0.05	0.2	〃	〃	〃	〃	〃

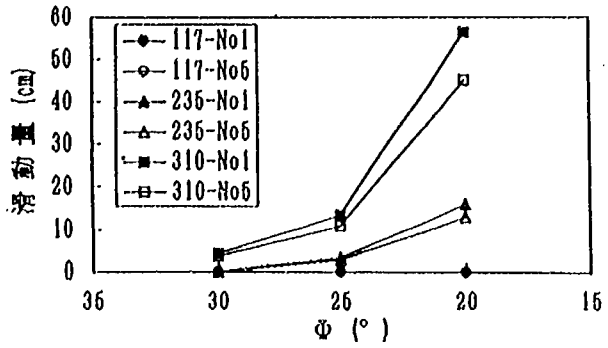


図-3.5.47　図－3.5.43モデル（支持層がφ材）の滑動量

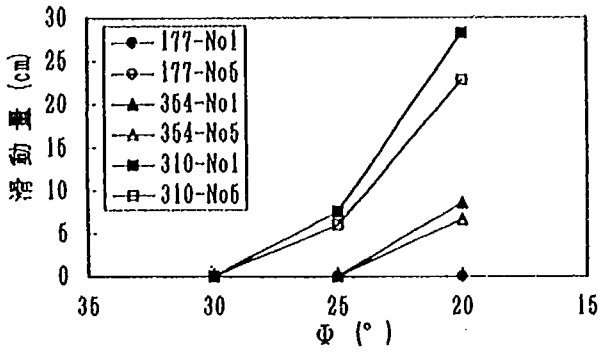


図-3.5.48　図－3.5.45モデル（支持層がφ材）の滑動量

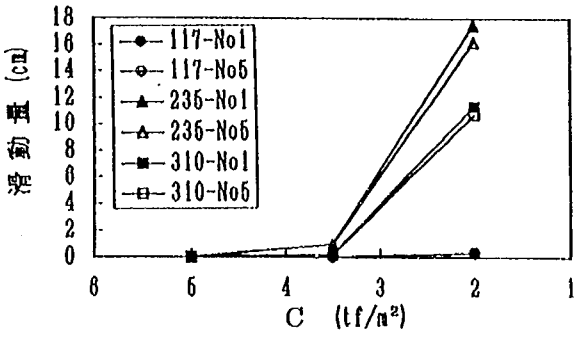


図-3.5.49　図－3.5.44モデル（支持層がC材）の滑動量

3)　まとめ

Newmarkの方法を用いて、盛土の液状化対策用深層混合処理改良地盤の地震時滑動量を試算してみた。今回のモデルの滑動量は数cmから数10cmのオーダーの値となった。したがって、現行設計法において震度0.18で設計したものは、最大加速度300gal程度の地震を受けても、盛土構造物の機能を失う程の変位は生じないと考えられる。この計算法の妥当性については、少ない実験でしか明らかにされていない。また、今回は、改良体の摩擦係数等のパラメータは現実的な範囲を仮定して試算を行い滑動量を求めたが、これらの妥当性についても検討の余地がある。しかし、大規模地震における変位量推定の一つの手法として適用の可能性はあると考える。今後、実験や実地盤で検証を重ねる必要がある。また、算定法自体の改良も必要と思われる。

（竹中工務店）

参考文献

1)Newmark N.M.(1965);Effects of Earthquakes on Dams and Embankments Geotechnique, vol.15, No2, PP.139-160

2)建設省土木研究所、他(1995)；液状化対策工法の開発に関する共同研究報告、PP131-242

3)建設省土木研究所、他(1997)；液状化対策工法の開発に関する共同研究報告書（平成8年度報告書、予定)

4)(財)日本建築防災協会(1992)；臨海部における大規模建築物群の総合的な構造安全に関する調査・検討報告書

(3) まとめと残された課題

1) まとめ

a. 簡易設計法の検討

i．改良範囲に対する外力の感度分析を実施した結果、以下の事項が明らかとなった。

①改良地盤の慣性力だけを低減した場合では、従来の設計法による改良断面に比べて約40%の改良土量が低減出来た。

②改良地盤の慣性力と改良地盤に作用する土水圧の両方を低減した場合では、従来の設計法による改良断面に比べて約50%の改良土量が低減出来た。

ii．慣性力の低減に関する検討を実施した結果、以下の事項が明らかとなった。

改良地盤の応答加速度は一般的に周辺地盤に比べて小さく、また、地表面部よりも深部の方が小さい。したがって、震度法における慣性力用震度は通常地表面レベルで考える値よりも低減できる。

iii．土水圧の低減に関する検討を実施した結果、以下の事項が明らかとなった。

①改良地盤に作用する土水圧の合力は、模型実験では計算値より実測値が小さいこと、施工された改良地盤ではロッキング的な挙動が観測されていることを考慮すると、従来の設計法は安全側であり更に合理的な設計法に出来る可能性があることが分かった。

iv．簡易設計法での改良項目は以下のとおりである。

①盛土構造物に関して

・大規模地震対応

・改良地盤慣性力用震度の低減

・改良地盤に作用する土圧の壁面摩擦角の設定

・主働側の改良地盤側面に作用するせん断応力（粘性土の場合）の考慮

②線状・面状構造物に関して

・大規模地震対応

・改良形式に両脇＋直下改良方式、直下改良方式を追加

・改良体慣性力用震度の低減

・改良体に作用する土圧の壁面摩擦角の設定

・線状構造物の両脇改良方式におけるばねモデルによる内的安定検討方法の追加

・線状構造物の両脇＋直下改良方式における内的安定検討方法の追加

・線状構造物の直下改良方式における内的安定検討方法の追加

・線状構造物の両脇改良方式の外的安定検討項目の変更

・面状構造物の内的安定検討方法の変更

v．地中構造物における「ばねモデル」と「ヒンジモデル」の比較検討を実施した結果、以下の事項が明らかとなった。

①「ヒンジモデル」の最大曲げ引張応力度は「ばねモデル」と比較して20%程度大きく、最大せん断応力度はほぼ同じであった。

②許容圧縮応力度が10kgf/cm²の場合、この値を満足する改良体の改良幅は「ヒンジモデル」で7m以上、「ばねモデル」では6m以上となり、概ね同じ諸元となった。

b. Newmarkの方法による滑動量の推定に関する検討を実施した結果、以下の事項が明らかとなった。

①今回のモデルでの滑動量は数cmから数十cmのオーダーの値となり、現行設計法において震度0.12～0.18で設計した改良地盤は、最大加速度300gal程度の地震を受けても盛土構造物の機能を失う程の変位を生じない。

②この方法が、大規模地震における改良地盤の変位量推定の一つの手法として適用できる可能性がある。

2) 残された課題

設計法において残された課題を以下に列記する。

a. 上載荷重の取扱いについては、盛土形状に則して荷重を考えるような適切な方法の検討が必要である。

b. 盛土構造物に作用する慣性力について

直下改良の場合、盛土構造物の慣性力を低減出来る可能性があると考えられるが、検討課題も多く慎重な判断を要す。

c. 大規模地震時の盛土の変形について

Newmarkの方法は、直接盛土構造物の変形量を求める方法ではないので、改良地盤の滑動量から盛土構造物の変形量を求める方法の確立が課題である。

（竹中土木）

3.5.2 施工法の検討

(1) 砂質改良土に関する文献調査結果

1) 文献抽出について

筆者らは平成6年度に以下に掲げる事項を目的として、深層混合処理工法による砂質改良土に関する文献調査を行った。

①目標とした強度の改良土が得られるか。

②室内配合試験での改良土強度と現場での改良土強度の関係はどうか。現場改良土の強度に大きく影響を与えている要因は何か。

③改良対象土が砂質土の場合では粘性土の場合に比べて、貫入・引抜き速度、トルク、荷重などの施工要因がどう異なっているか。

④改良体のオーバーラップを精度良く行えるか。

上記の目的のために有用と思われる8編の論文を選定し、その要旨をとりまとめた。

今年度も前述した平成6年度に引続き、平成6年度から平成8年度の3年間に発表された論文を対象として文献調査を実施した。対象文献は、土木学会年次学術講演会[1]、地盤工学会研究発表会[2]、セメント系安定処理土に関するシンポジウム[3]、IS-Tokyo'96[4]、各種の技術雑誌の中から平成6年度と同じ手法で抽出した。抽出された文献は12編となったが、関係者の感応評価によって有用と思われる4編の論文を選定し、以下の視点でとりまとめた。

①現場での改良土の強度と室内配合時での強度の関係について

②改良対象土の含水比、粒度組成が砂質改良土に与える影響について

(竹中土木)

2) 調査結果

表-3.5.13～3.5.16に文献調査の結果一覧を示した。

(竹中工務店、大林組、不動建設、竹中土木)

3) まとめ

深層混合処理工法の砂質地盤改良に関する4編の文献調査を実施した。3編は、現場強度qufと室内強度qulの比λ（＝quf／qul）に関するもの、残りの1編は、改良強度におよぼす砂質地盤の含水比と粒度組成に関するものである。

これらの文献調査結果を要約すると次のようである。

① 強度比λについて

a) 強度比λの値は、現場強度qufと室内強度qulの平均値を単に比較しているもの（表－3.5.13および表－3.5.15）、あるいは強度比の分布までを考慮して比較しているもの（表－3.5.14）がある。

表－3.5.13の文献ではλ＝0.8～4.7、表－3.5.14の文献ではλ≒0.5、また表－3.5.15の文献ではλ＝1.6～1.8と、λの値は大きくばらついているが、一般的に粘性土地盤で採用されている強度比λ＝1/5～1/3に比べて砂質地盤では大きな値となっている。

b) 強度比λの値が粘性土地盤に比べて砂質地盤で大きくなる原因として各文献の筆者らが考えた項目は、

・現場施工時の土中水の排出

・撹拌作用、振動などによる砂地盤の締固め効果

・室内と現場の養生条件の相違

・改良土の拘束条件の違い

・室内条件におけるブリージングの影響

・室内ミキサーの高速回転による安定材と試料の分離

などであり、多くの要因が挙げられている。

c) 結論としては砂質地盤改良に対する施工例が少なく、かつわずかな対象文献も調査データが少ないため、強度比λの値を断定している文献は見あたらなかった。

② 含水比、粒度組成について

a) 地盤中の水と安定材スラリーの水分を含めた全水量Wに対するセメント量Cの比（C／W）が0.5～0.7を越えた付近から急に強度が大きく伸びており、砂地盤の複雑な強度発現特性を示している。

b) 砂質地盤の粒度組成については、均等係数が強度に影響しており、一概に砂質地盤といっても改良強度に差異を生じることが想定される。

以上、砂改良土に関する4件の文献を調査したが、調査例が少ないこと、また砂質地盤の複雑な強度発現特性などから現場強度qufと室内強度qulの比λの適切な値を把握できなかった。

今後とも砂地盤に対する改良強度の調査が必要である。

（大林組，不動建設）

参考文献

1)土木学会年次学術講演会講演集，第Ⅲ部門，1994．～1996.

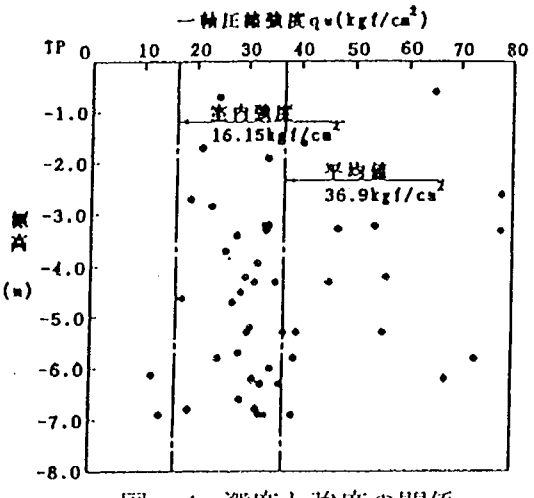
2)地盤工学会研究発表会概要集，1994．～1996.

3)セメント系安定処理土に関するシンポジウム発表論文集，・地盤工学会，セメント系安定処理土の物理・力学特性に関する研究委員会，平成8年2月.

4)Proceedings of Is-Tokyo'96,The Second International Conference on Ground Improvement Geosystems,May 1996.

表－3.5.13　砂質改良土に関する文献調査結果

文献名	深層混合処理工法による砂質地盤の改良強度発現特性	著者名	小日向 隆 他２名	出典	第30回土質工学研究発表会，1995年
研究目的	液状化対策として深層混合処理工法（粉体噴射撹拌工法）を施工したところ事前の室内配合試験で得られた強度に比べかなり高い現場強度が得られた。 この原因追求のため実験を行った。				
研究概要	（１）粉体噴射撹拌工法施工概要 施工地盤は、軟弱な砂が３０m以上堆積しており、ＴＰ－７m までは液状化すると判定された．セメント添加量は、土１m3に対し１５０kgである． （２）室内配合試験 室内試験に用いた試料土の物性値を表－１に示す． 表－１ 試料土の物性 （土質：粗砂／土粒子密度 ρs(t/m³)：2.684／含水比 v(%)：27.2／湿潤密度 ρt(t/m³)：1.740／乾燥密度 ρd(t/m³)：1.368／細粒分含有率 Fc(%)：2.02／pH：5.7） 現場強度が室内強度より高めになる理由として、施工中の土中水の排水による含水比の低下が考えられる．試料土の含水比をｃａｓｅ－１：１５%，ｃａｓｅ－２：２０%，ｃａｓｅ－３：２７%に調整して強度試験を行った． （３）強度試験結果 ①現場強度：一軸圧縮強度（材令２８日）と深度の関係を図－１に示す． 現場の一軸圧縮強度は平均値で３６．９kg f／cm２で、含水比を調整していない室内試験の一軸圧縮強度の１６．１５kg f／cm２とはかなりの差がある ②室内強度：調整した含水比で室内強度試験を行った結果を表－２に示す．含水比が小さくなるに従って強度は増加している．				



図－１　深度と強度の関係

表－２ 室内配合試験結果

	試料調整含水比 V'(%)	湿潤密度 ρt (t/m³)	含水比 V (%)	一軸圧縮強度 qu (kgf/cm²)
case－1	15	1.869	11.85	28.58
case－2	20	1.972	16.85	19.23
case－3	27	2.080	18.85	16.15

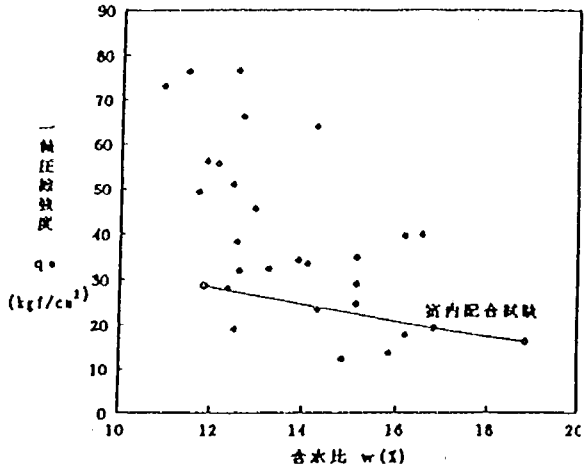
研究概要

（4）考察

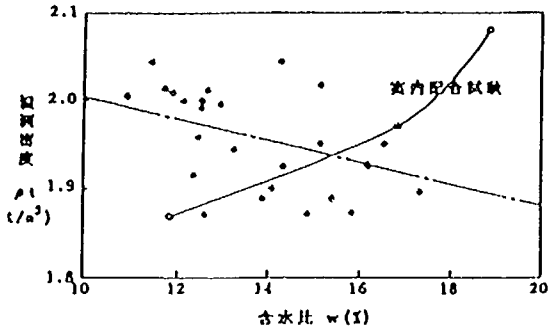
現場採取固結土の含水比は ほぼ１１～１７%の範囲にあり、試料土の含水比より低下している．この理由としては、セメントの水和反応により対象土１m3 あたり０．１３m3 程度の水が結合水として消費したと考えられる．

図－２は、現場および室内における強度と含水比の関係を示してものである．

室内においては含水比の増加にともない強度は減少しているが、現場強度との差はまだ大きい．図－３含水比と湿潤密度の関係を示す．現場改良土と試料土の間隙率の差は０．０９３～０．１７７で、水和反応による０．１３m3 程度の水の消費とよく合っている．また施工にともなう締固め効果もあると考えられる．この現象は施工にともない地盤が沈下した事にも現れている．

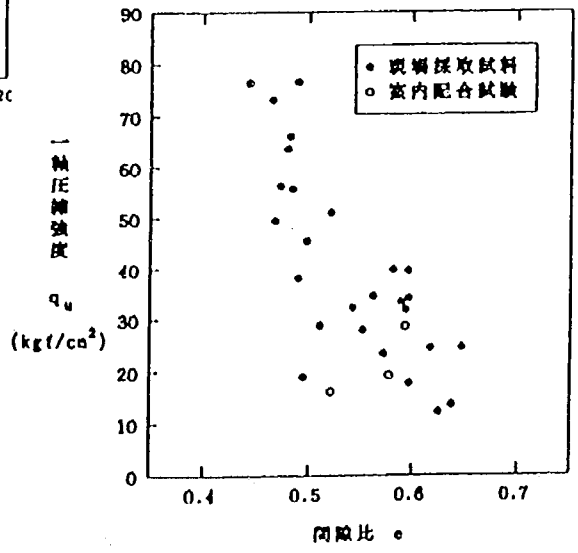


図－２ 含水比と一軸圧縮強度の関係



図－３ 含水比と湿潤密度の関係

図－４に間隙比と一軸圧縮強度の関係を示す．間隙比の低下と強度の増加はよく対応していることがわかる．



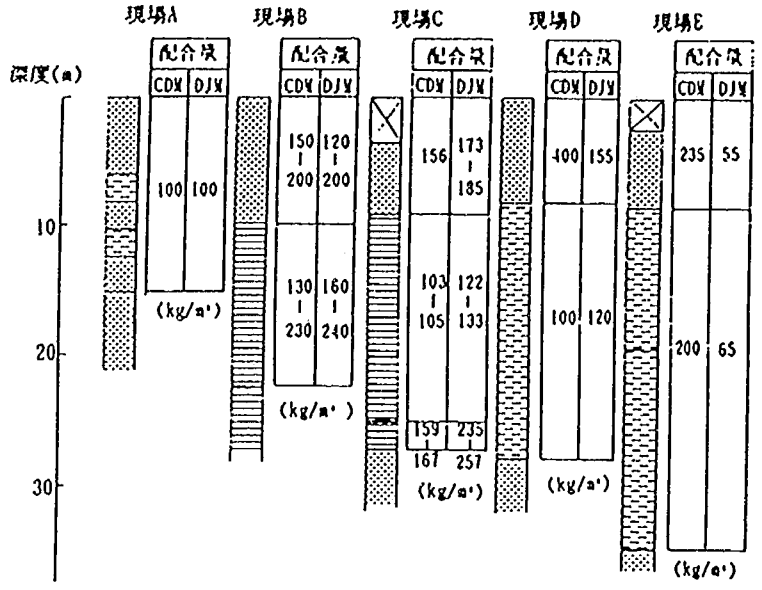
図－４ 間隙比と一軸圧縮強度の関係

まとめと課題

この実験より、砂地盤の現場強度が室内配合の強度より増加しているのは、改良土の含水比の低下と砂地盤の密度の増加に起因していると考えられる．

表−3.5.14　砂質改良土に関する文献調査結果

文献名	深層混合処理工法における目標室内強度について	著者名	酒井成之他2名	出典	第31回地盤工学研究発表会 1996年
研究目的	スラリータイプ（CDM工法）、粉体タイプ（DJM工法）の２種類の深層混合処理工法について、５現場の室内強度と現場強度の関係を強度のバラツキも含めて調査し、砂質地盤、粘性土地盤における適切な室内目標強度を検討している。				
研究概要	図−１は、調査した５現場の土性とセメント添加量である。				



図−１　施工事例の土性とセメント配合量

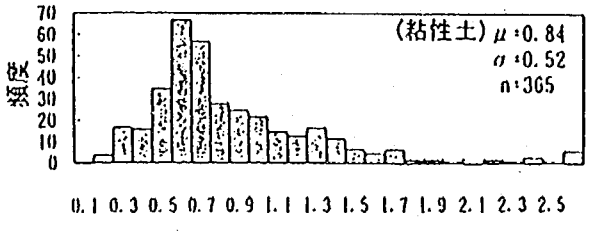
検討結果は以下の通りである。

(1) 図−２は、粘性土地盤における室内強度（q_{ul}）と現場強度（q_{uf}）の関係を、また図−３は両者の比の頻度分布を示したものである。

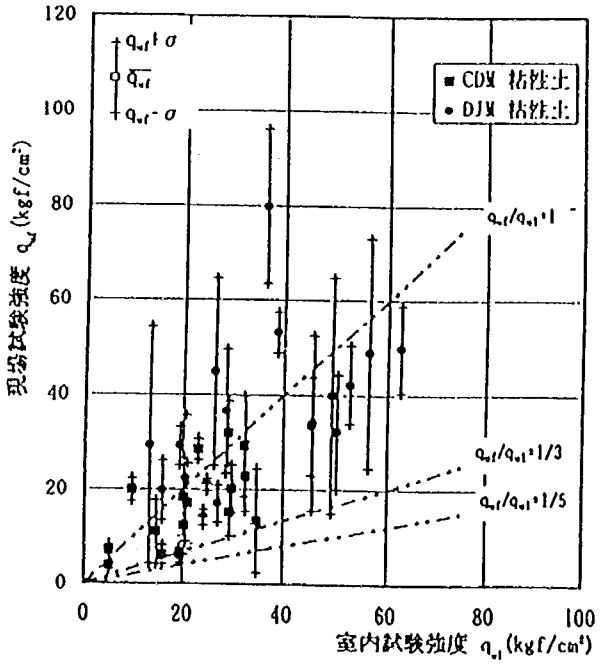
これらの図より、強度比の平均値は0.84、標準偏差σ＝0.52となっており、

（$q_{uf}/q_{ul}-\sigma$）＝0.32（≒1/3）

から、現在、粘性土地盤の改良設計に採用されているq_{uf}/q_{ul}＝1/5～1/3とほぼ一致している。



図−３　強度比の分布（粘性土地盤）

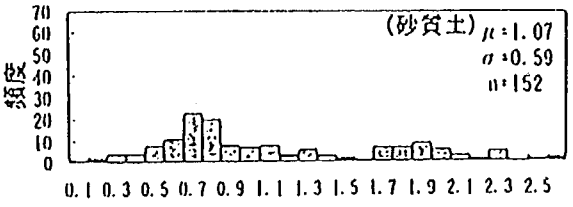


図−２　室内試験強度と現場強度の関係（粘性土）

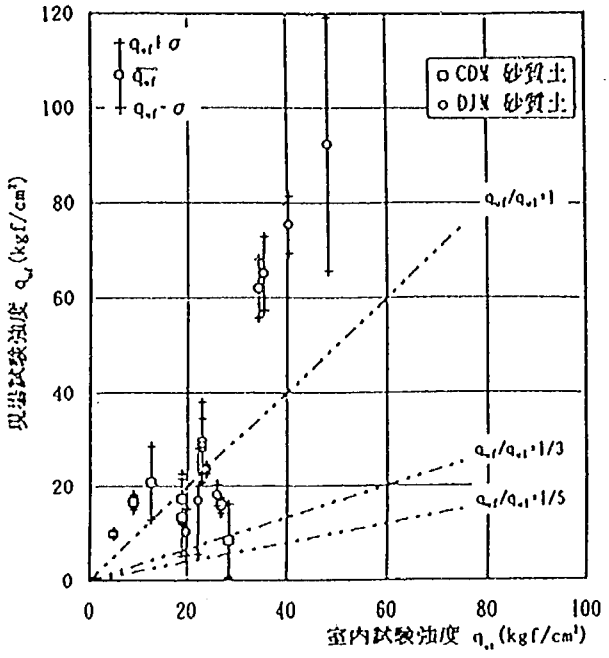
研究概要

(2) 図－４は、砂質土地盤に対する室内強度と現場強度の関係を、図－５は、強度比の頻度分布を示している。

砂質地盤での強度比の平均値は、1.07が得られており、室内と現場の強度の平均値に差はほとんどない。しかし、砂質地盤の場合は，強度比のバラツキが大きく標準偏差σ＝0.59となっているため($q_{uf}/q_{ul}-\sigma$)＝0.48(≒1/2)となり、バラツキを考慮した現場強度は室内強度の約半分と考えることができる。



図－５　強度比の分布（砂質土地盤）



図－４　室内強度と現場強度の関係
（砂質土地盤）

まとめと課題	この文献での調査結果では、砂質地盤に対する現場強度と室内強度の比は、粘土地盤の一般的な値である1/5～1/3に比べて大きな値になっている。しかし、調査した現場が５現場のみであり、この傾向が必ずしも全ての現場で見られるかどうか不明であり、今後の検討課題でである。

表—3.5.15　砂質改良土に関する文献調査結果

文献名	セメント系深層混合処理工法の現場と室内の強度比について	著者名	池田誠一 他　1名	出典	第31回地盤工学研究発表会、1996年

研究目的

設計強度を満足するセメント量を合理的に設定するために、qul / quf について東京低地に分布する沖積層上部砂質土と下部の粘性土で数多くの強度試験を実施し、一般的にいわれている qul / quf ≒ 4　の設定の仕方に対し土質別の検証を行う。

研究概要

(1)　地層構造と土質特性

施工ヤード　50m×800m

沖積層厚　30m

改良深度　27m

（A_s =9m, A_{c1}=11m, A_{c2}=5m, A_{c3}=2m ）

改良対象層の主な物性値を表—1 に示す。

表—1　各地層の物性値

項目	地質記号	平均値	標準偏差	変動係数
Wn (%)	As	35.2	3.67	0.11
	Ac1	71.3	3.79	0.05
	Ac2	64.1	5.03	0.08
	Ac3	52.0	3.88	0.08
Fc (%)	As	30.6	7.32	0.24
	Ac1	92.1	4.74	0.05
	Ac2	94.4	3.65	0.04
	Ac3	84.7	6.70	0.08
pH	As	7.5	0.80	0.11
	Ac1	8.3	0.38	0.05
	Ac2	8.0	0.19	0.02
	Ac3	7.6	0.22	0.03
Co (%)	As	1.3	0.59	0.45
	Ac1	2.9	0.31	0.11
	Ac2	2.1	0.30	0.14
	Ac3	1.7	0.33	0.19

個数は各地層毎に17ケ

Wn:自然含水比 Fc:細粒分含有率

Co:有機物含有量

(2)　室内と現場の強度試験仕様

①　固化材　普通ポルト(NP セメント)

高炉 B (BBセメント)

②　W/C　1.0

③強度判定　28 日強度

④設計強度　5kgf/cm²

⑤室内配合の添加量　と供試体数

A_s =100, 150, 200, kg /m³　　A_{c1}、A_{c2}、A_{c3} =100, 150, kg /m³

NP セメント 14 供試体　BBセメント 16 供試体

⑥現場試験の添加量と供試体数を表—2 に示す。

表—2　添加量と供試体数

セメント	添加量kgf/m³ (x0.98kN/m³)				対象土体	全供試体数
	As	Ac1	Ac2	Ac3		
NP	150	100	100	100	75	4200
BB	110	120	120	110	20	1120

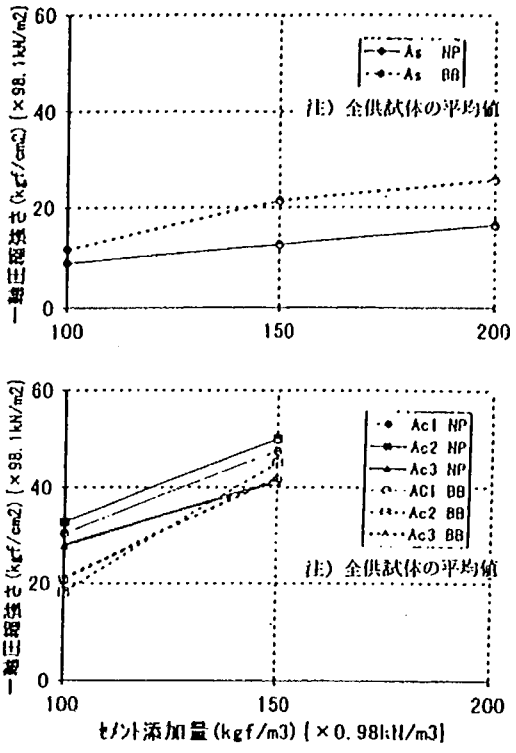
(3)　強度発現の特徴

室内強度は A_s において NP セメント＜　BBセメント、A_{c1}～A_{c3}では NP セメント＞　BBセメントの関係にある。特に A_sの場合、ある強度から縦割りクラックに起因するような大きな歪みが生じて破壊に至るため、強度に伸びがないことが特徴的である。

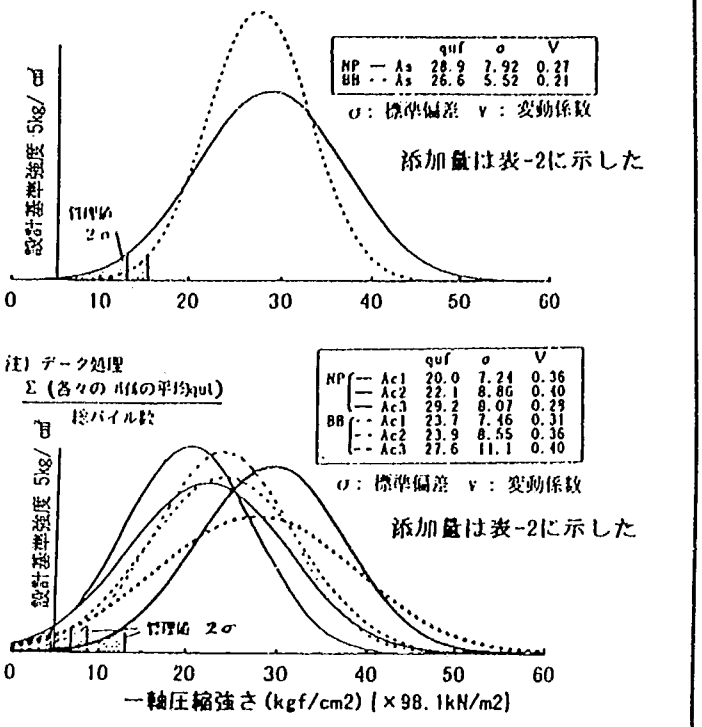
研究概要

(4) 室内配合試験と現場強度試験の結果

図－1 に室内配合試験を、図--2 に現場強度試験の結果をそれぞれ示す。



図－1 室内配合試験のまとめ



図－ 2 現場強度試験のまとめ

(5) 強度比の設定

設計基準強度 quck 、室内配合試験強度qul 、現場強度quf について、現場強度のばらつきを考慮した係数γと室内と現場の強度比λを用いて関係付ける方法をとる。

γ= quf / quck より qufの管理限界値を 2σとすると図－2 より γ= (quck+ 2σ)/ quck となる。

ここで quck =5 kg/ cm² より γ= (5 + 2σ)/ 5 となる。図－2 のσを用いて固化材、土質の各々について計算した結果のγを表－3 に示す。

一方、λ = qul / quf についても図－1 のqul と図－2 のquf より固化材、土質の各々について計算した結果を表－3 に示す。 そしてqul は、qul = quck(quf)×γ×λ として表される。

表－3 に示す結果からqul / quf は、

A_s で1.6 ～1.8 と小さく、 A_{c1}～ A_{c3} で 4.1 ～6.7 と大きいことがわかる。

以上のことからｾﾒﾝﾄ添加量を決める目安が得られる。

表－3 「室内／現場」強度比

ｾﾒﾝﾄ	強度比	As	Ac1	Ac2	Ac3
NP	γ	4.17	3.90	4.64	4.23
	λ	0.43	1.62	1.48	0.96
	γ×λ	1.8	6.9	6.7	4.1
BB	γ	3.21	3.98	4.42	5.42
	λ	0.51	1.24	1.21	0.91
	γ×λ	1.6	4.9	5.3	4.9

まとめと課題

「室内/ 現場」強度比は、種々な条件(土質、ｾﾒﾝﾄ種類、W/C 、養生温度、湿度、水中養生拘束圧、撹拌方法など) をまとめて設定されるものであるが、今回の結果より砂質土は 2程度、粘性土は4 ～6 程度を採用すればよいことが分かった。但し砂質土については、破壊にいたる応力－ひずみ曲線に問題があった。今後の課題として適切な砂質土の室内配合試験の方法を考え、それと共に強度比の見直しを行う必要がある。

表－3.5.16　砂質改良土に関する文献調査結果

文献名	砂の含水比および粒土組成の変化が改良強度に及ぼす影響	著者名	中村俊彦 木村英樹	出典	第31回地盤工学研究発表会，1996年
研究目的	砂質地盤では、実施工での改良強度が室内配合試験結果と異なることが多い。原因として、砂質土の含水比を変化させずに厳密なサンプリングをすることが困難なこと、降雨による地下水位の昇降により施工地盤と試験試料では含水比が異なる可能性があること、地盤自体の粒度のばらつき等が考えられる。これらの要因を人為的に変化させた試料を作成し、室内配合試験により改良強度に及ぼす影響を検討した。				
研究概要					

(1) 試験方法

室内配合試験には相馬珪砂を用いており、A：3号～7号の混合砂、B：4号、C：7号と粒度組成の異なったものを3種類用意した（表－1）。含水比の調整は、飽和に近い高含水比とそれより10%程度低くした低含水比の2水準とした（表－2）。固化材には一般的なセメント系固化材を使用し、水セメント比は W/C＝60%、添加量を100,150,200,300,400kg/m³とした。試験砂の粒度分布試験結果を表－3，図－1に示す。

表-1　使用材料および配合条件

砂の種類	A－相馬珪砂3号:4号:5号:6号:7号 ＝ 25 : 25 : 25 :12.5:12.5 B－相馬珪砂4号 C－相馬珪砂7号
固化材 W／C 添加量	セメント系固化材 60% 100、150、200、300、400kg/m³

表-2　調整含水比と湿潤密度

記号	調整含水比 (%)	湿潤密度 (g/cm³)
A－1	10.0	1.696
A－2	18.0	1.981
B－1	10.0	1.610
B－2	23.0	1.866
C－1	20.0	1.488
C－2	33.0	1.816

表-3　砂の粒度測定結果(通過質量%)

粒径 (mm)	試験砂 A	試験砂 B	試験砂 C
4.760	100		
2.000	99.9	100	
0.850	68.1	85.9	100
0.425	35.9	0.5	99.3
0.250	19.1	0.1	95.7
0.106	6.7		67.4
0.075	3.1		33.3
平均粒径 (D_{50})	0.58	0.64	0.090
均等係数 (U_c)	5.54	1.45	2.23

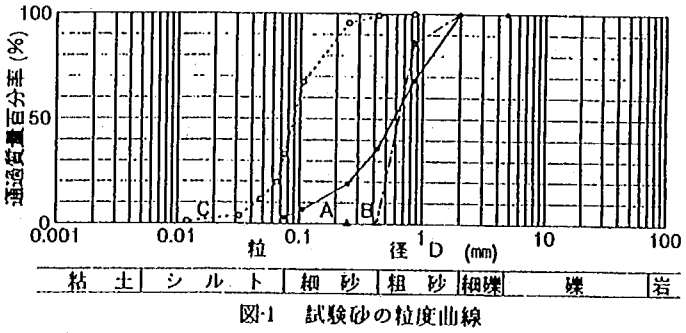


図-1　試験砂の粒度曲線

研究概要

(2) 試験結果

①固化材添加量と一軸圧縮強さの関係：図－2

同一添加量で比較すると、低含水比（飽和より10%程度低い）の試験ではA，B，Cの順で強度発現がみられるが、高含水比（飽和に近い）の試験ではA，C，Bの順で強度発現がみられる。

②セメント水比：C/Wと一軸圧縮強さの関係：図－3

C/Wが0.5～0.7の付近から回帰曲線の勾配が大きくなっている。このことから、C/Wが変曲点（0.5～0.7程度）を超える範囲では、わずかのC/Wの変化、すなわち試験砂全体の含水比の変化により一軸圧縮強さが大きく変化することが分かる。（C/Wは、処理土をモルタルとして考えた場合のもの。水：Wは、含水比として砂中に含まれる水量とスラリーに含まれる水量の合計。）

③試験砂の粒度組成と一軸圧縮強さの関係：図－4，5

平均粒径と一軸圧縮強さについては相関関係がみられない（図－4）。均等係数と一軸圧縮強さの関係については、均等係数が大きくなると一軸圧縮強さが高くなる傾向がみられる（図－5）。

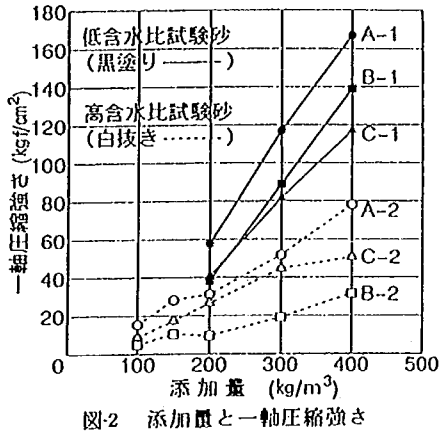


図-2 添加量と一軸圧縮強さ

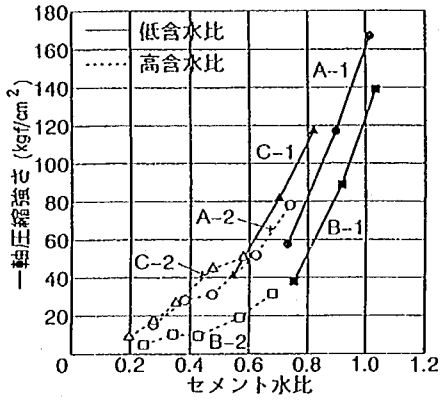


図-3 セメント水比と一軸圧縮強さ

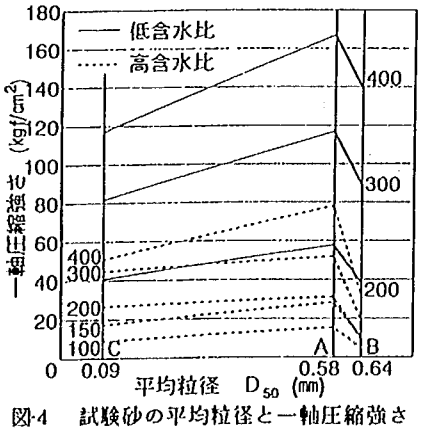


図-4 試験砂の平均粒径と一軸圧縮強さ

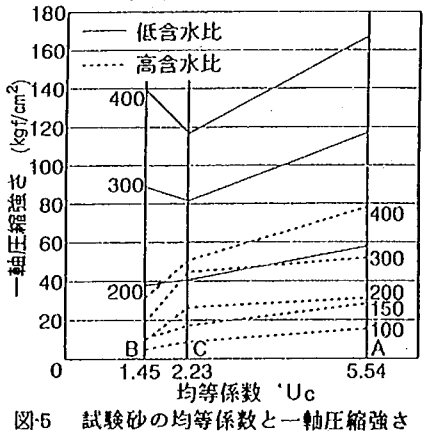


図-5 試験砂の均等係数と一軸圧縮強さ

まとめと課題	①10%程度の含水比の変動が、供試体強度に大きな変動を生じさせる。 ②C/Wが0.5～0.7を越える範囲では、僅かな含水比変化で一軸圧縮強度が大きく変化する。 ③平均粒径D_{50}よりも均等係数U_cのほうが強度におよぼす影響が大きい。

(2) 改良体のラップ部に関する調査結果

1)概要

① 目的

本工法において改良杭どうしをラップすることは、設計・施工上の重要なポイントである。

そこで、ラップ施工の確実性やラップ部の改良体の強度特性を調査する目的から、過去の工事実績や文献を調査し分析した。

② 調査の対象

本調査の対象としては以下に示す2種類とした。

i) 既住の文献

ii) 既住の施工（工事）報告書

選出された文献類の一覧を表－3.5.17に示す。

③ 調査の視点

本調査の目的を果たすための視点を2点にまとめて以下に示す。

i)ラップ部の密着性について考察すること

既住の工事においてラップ部を狙ったボーリングが多数実施されている。それらのコアの観察記録を精査することで密着性について考察を加える。また、斜めボーリングによってラップ部の状況を調べた文献もあったので、その観察記録も精査し考察する。

近年本工法は、その多様性から自立山留めとしての使われ方増大してきている。これらの実大改良地盤を観察した記録も考察の対象に加えることとする。

ii)ラップ部の強度について考察すること

既住の工事においてラップ部を大口径ボーリングで削孔・採取し、そのコアについて一軸圧縮強さの分布や強度のばらつきを報告した資料を考察する。

表－3.5.17　調査文献（報告書）類の一覧

文献No.	文献（報告書）名	著　者	発行年	出　展
1）	セメントスラリーを用いた深層混合処理工法〔Ⅰ〕 －横浜港大黒埠頭－12m 岸壁に於ける試験工事と設計について－	中村龍二	１９７７	埋立と浚渫，No.78,pp.48～49
2）	東京湾横断道路深層混合処理接合部施工実験報告書	竹中技研・竹中土木	１９８３	工事報告書
3）	深層混合処理工法による山砂の改良実験	水野恭男・苗村康造・松本淳之介	１９８８	第23回土質工学研究発表会概要集,pp.2301～2304
4）	砂地盤における混合処理工法の施工に関する室内実験	斎藤聰・白井克己・奥村良介	１９９０	第25回土質工学研究発表会概要集,pp.1955～1958
5）	セメント系改良材により改良された砂地盤の土質性状	塩澤俊彦・中谷内信一・酒井洋一・斎藤聰・木下佳人	１９９３	第25回土質工学研究発表会概要集,pp.1955～1958
6）	Shear strength of improved soils at lap-joint-face	Shigeru Yoshida	１９９６	Proceedings of Is-Tokyo'96,vol.1,pp.461 ～466
7）	Required strength of cement improved ground	S.Saitoh,Y.Suzuki,S.Nishioka,R.Okumura	１９９６	Proceedings of Is-Tokyo'96,vol.1,pp.557 ～562
8）	深層混合処理工法を用いた火力発電書建屋基礎地業の検討－その８　ラップ部を含めた総合評価－	太田泰博・増田彰・中村紀吉・岸野泰章・鈴木善雄・奥村良介	１９９６	日本建築学会大会学術講演梗概集（近畿）

2)　調査結果

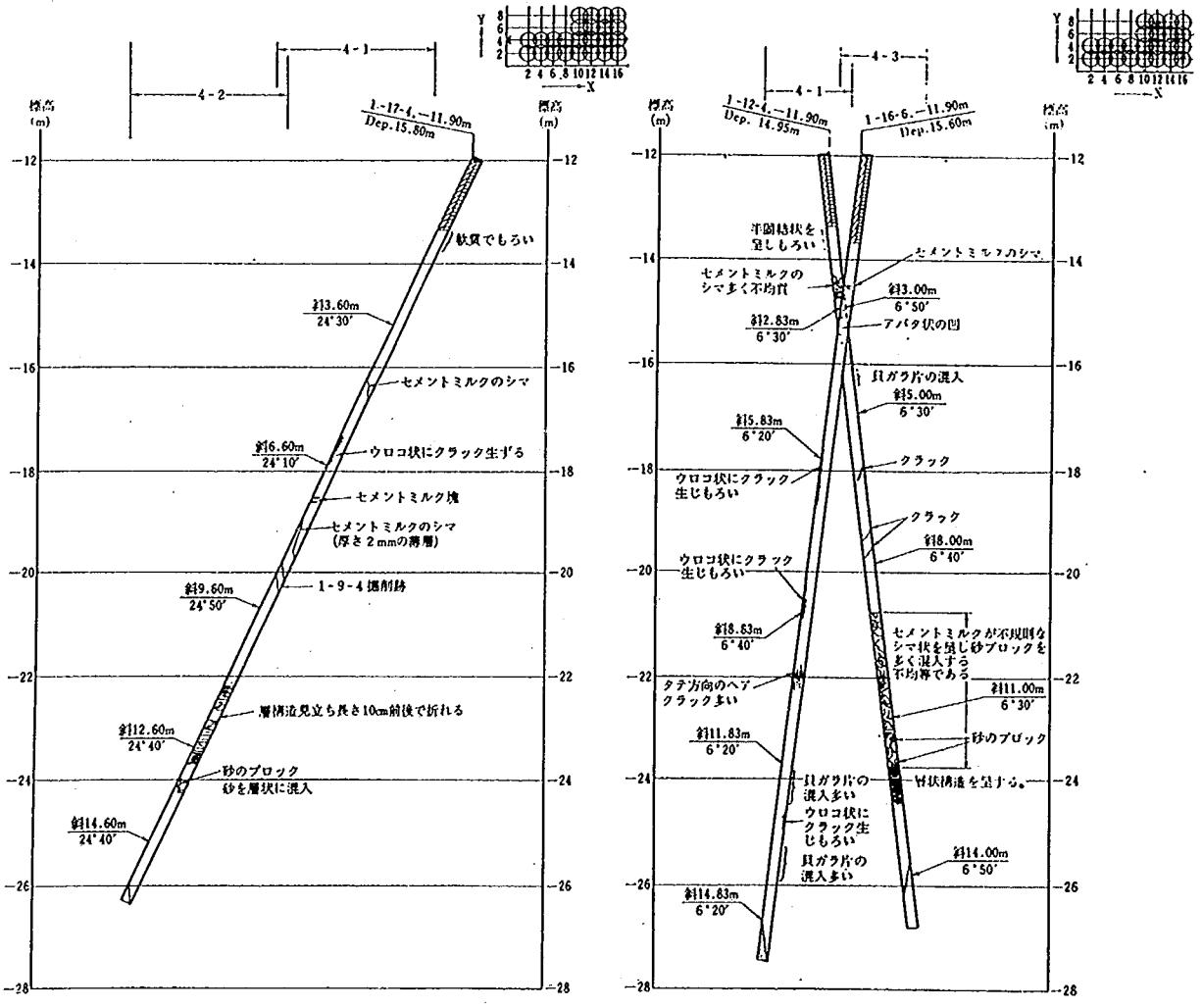
①　ラップ部の密着性について

i)文献1）より

図－3.5.50に、実施された斜めボーリングでの観察記録を示す。ただし、この工事は海上で施工されたことに注意する必要がある。この報文ではラップ部について以下のように考察している（抜粋して引用する）。

『改良杭同志のオーバーラップ部は、ボーリングの結果からは、材質の変化境界の明確化等は観察出来ず、改良杭同志一体化していると見られる。　・・略・・　又、オーバーラップされた処は、打設時間のずれによっては差異は見られず、オーバーラップされていれば、改良杭同志は良好に接合しているものと見られる。』

上述したようにこの報文は、ラップという行為があれば必然的に改良杭は一体化されるとする楽観的な見解を示している。



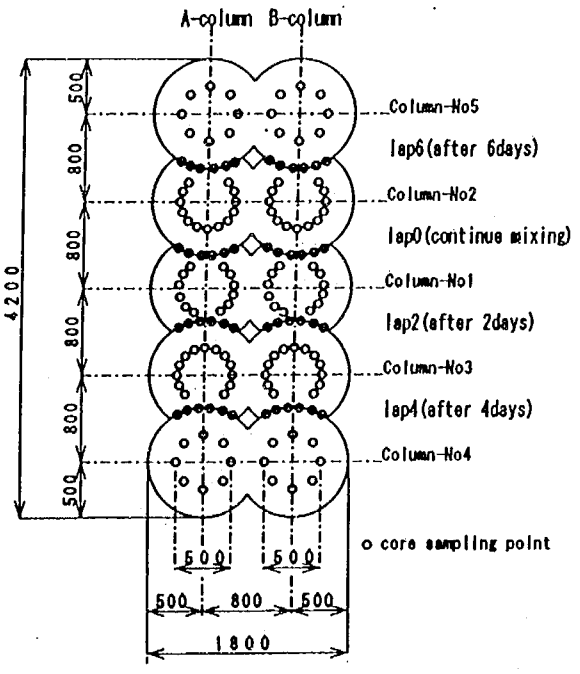
図－3.5.50　第1ブロック・コア観察図（斜め掘り）

ii)文献6）より

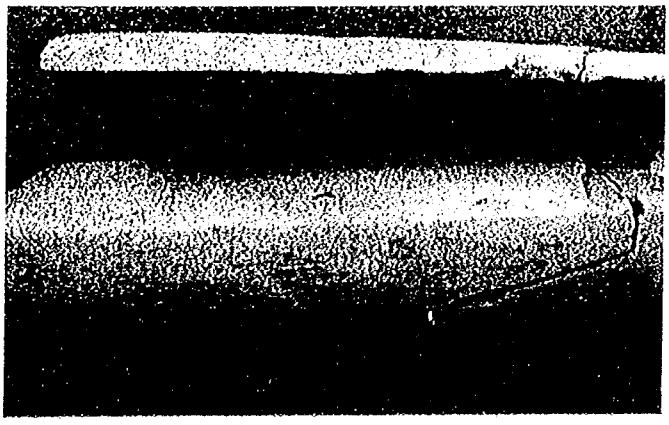
図－3.5.51に、改良杭の平面図およびボーリングコアの採取位置を示す。写真－3.5.1および写真－3.5.2に、採取されたコアおよび分割されたコアの写真を示す。この論文ではラップ部について以下のように考察している（抜粋して引用する）。

『杭番号5の改良杭が造成されて7日後にコアが採取された。コアはスムーズに採取されたが、杭番号2の改良杭が造成されて6日経たラップ部のサンプリングは失敗に終わった。どのコアも鉛直のラップ面にそって割れていた。　・・略・・　したがって、6日経過した場合のラップ部について言えば、そのせん断強度はゼロであると考えられる。』

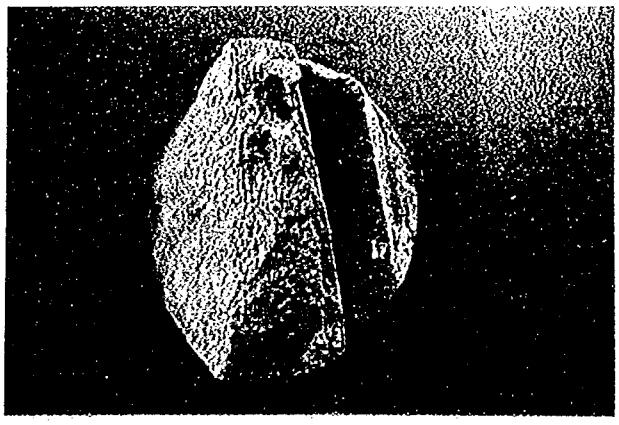
しかしながら、この論文では明確に述べられていないが、ボーリングが大口径ではなく通常の大きさの口径で実施されたと思われること、またコアが割れたという事実からラップ部強度の問題と考えられる他に、コアサンプリングにおけるオペレータの技術の未熟さに起因することもあるため、上記のように結論付けるのは早計であると考えられる。



図－3.5.51　改良杭の配置およびサンプリング位置



写真－3.5.1　採取されたコア（割れた状況）



写真－3.5.2　採取されたコア（割れた状況）の端面

iii)自立山留めの観察

1) 江東区有明清掃工場の例

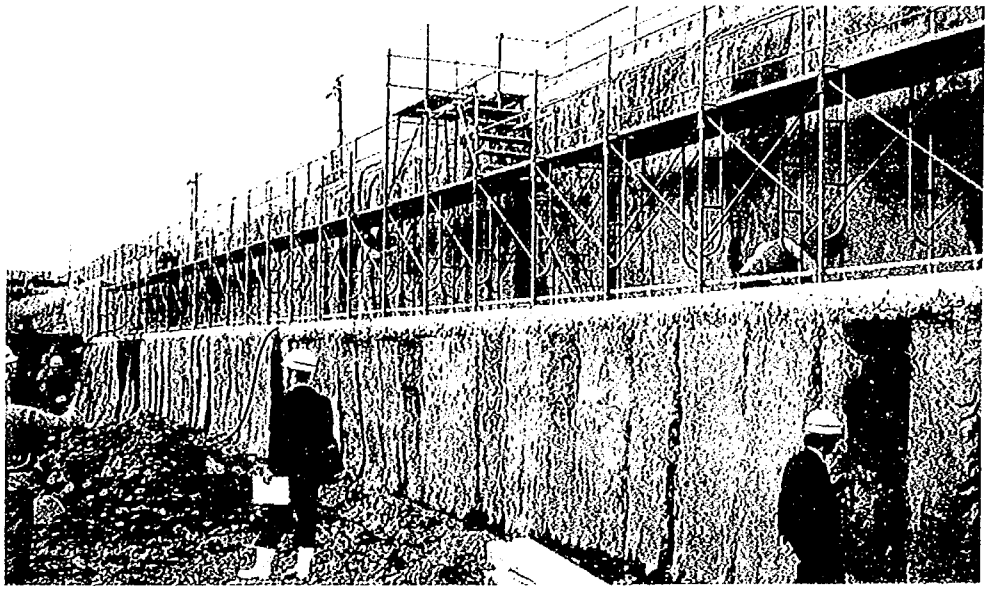
深層混合処理工法による自立山留めでの改良地盤のラップ部を写真－3.5.3に示す。

2) 東品川住宅棟の例

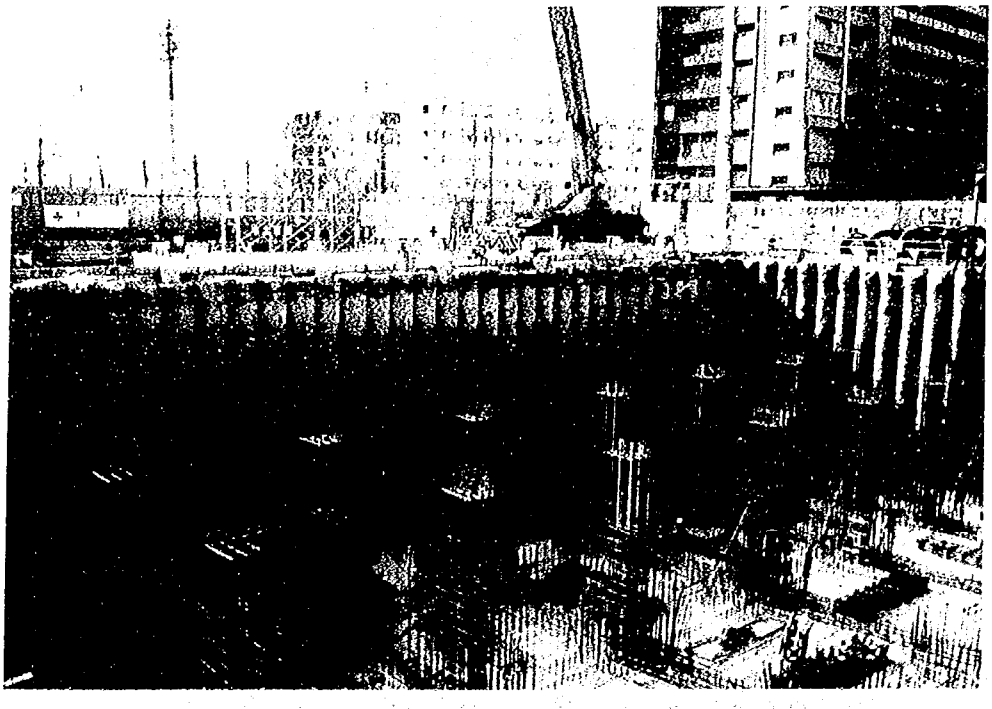
深層混合処理工法による自立山留めでの改良地盤のラップ部を写真－3.5.4に示す。

3) 横浜火力発電所の例

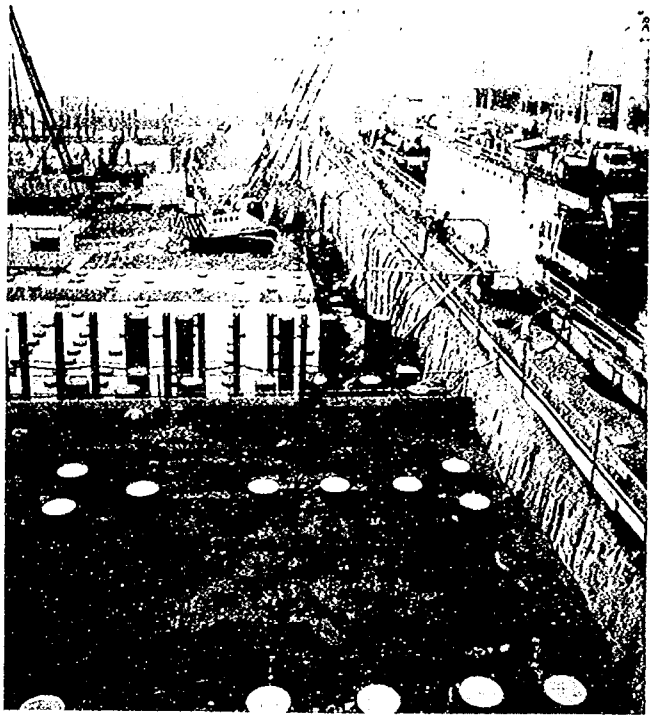
深層混合処理工法による自立山留めでの改良地盤のラップ部を写真－3.5.5に示す。



写真－3.5.3 自立山留め部分の状況（有明清掃工場）



写真－3.5.4 自立山留め部分の状況（東品川住宅棟）



写真－3.5.5　自立山留め部分の状況（横浜火力発電所）

②　ラップ部の強度について

ｉ）文献２）より

図－3.5.52に、この工事の杭伏せ図および掘削断面図を示す。図－3.5.53には、各段毎の改良土コアサンプリング位置を示す。また図－3.5.54に、改良土コアの採取位置を示す。

表－3.5.18に、改良杭接合部の一軸圧縮強さの基本統計量を示す。また表－3.5.19に、改良杭接合部の割裂引張り強さの基本統計量を示す。

これらの図表より、この論文では以下のように結論付けている。

『改良杭接合面における強度について以下のことがいえる。

①　改良杭接合部の一軸圧縮強さ（水平方向に対し45°方向からサンプリングした供試体に体する一軸圧縮強さ）と非接合部の一軸圧縮強さとの間に有意な差を判定することはできない（ただし、接合時間１～48時間において）。

②　改良杭接合部の割裂引張り強さと非結合部の割裂引張り強さとの間には接合時間48時間で一部に有意な差が見られるが、接合時間１～24時間においては有意な差と判定することはできない。』

この報文で述べられているように、接合時間が48時間以内であれば一般部とラップ部では強度の差は無いと言える。

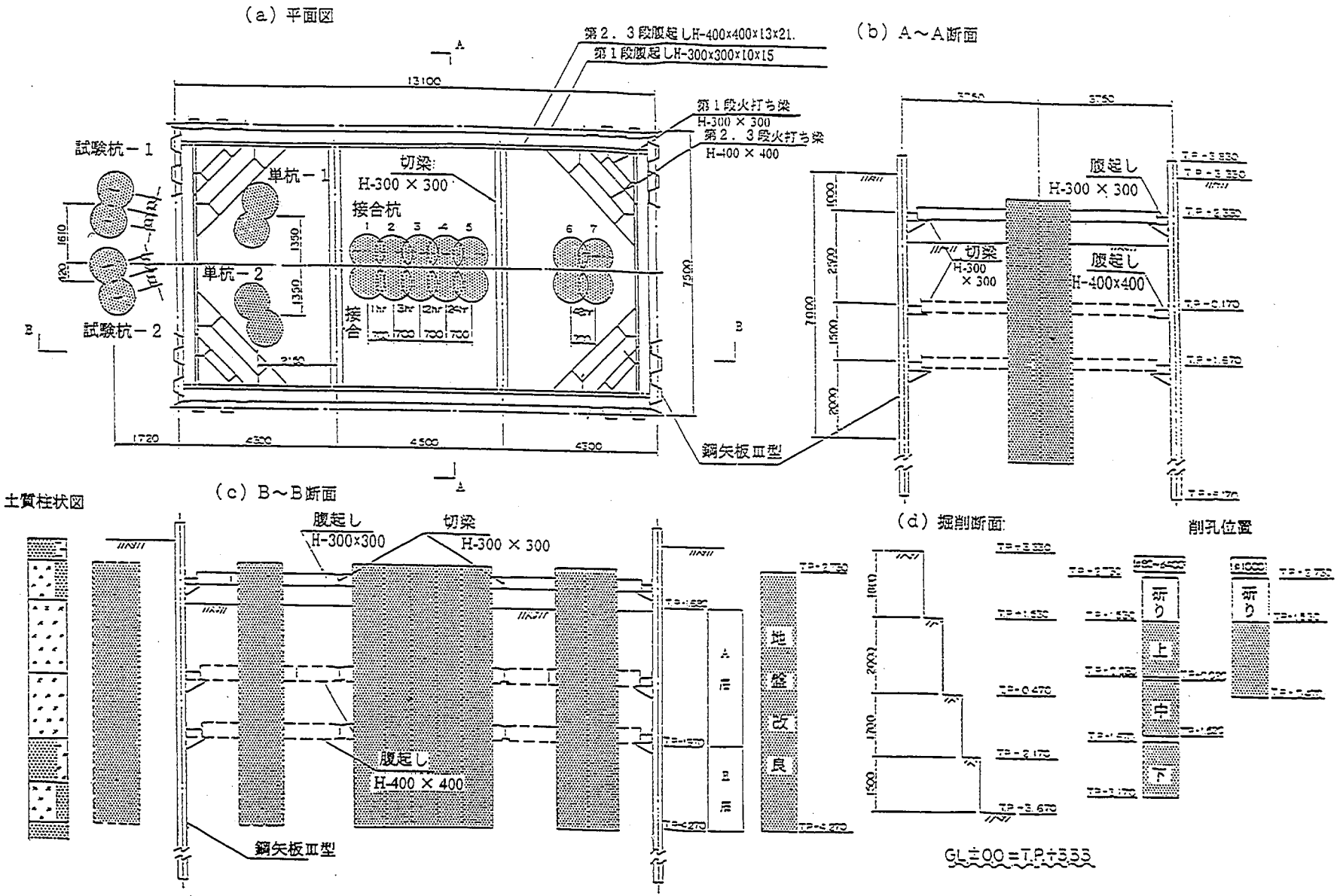
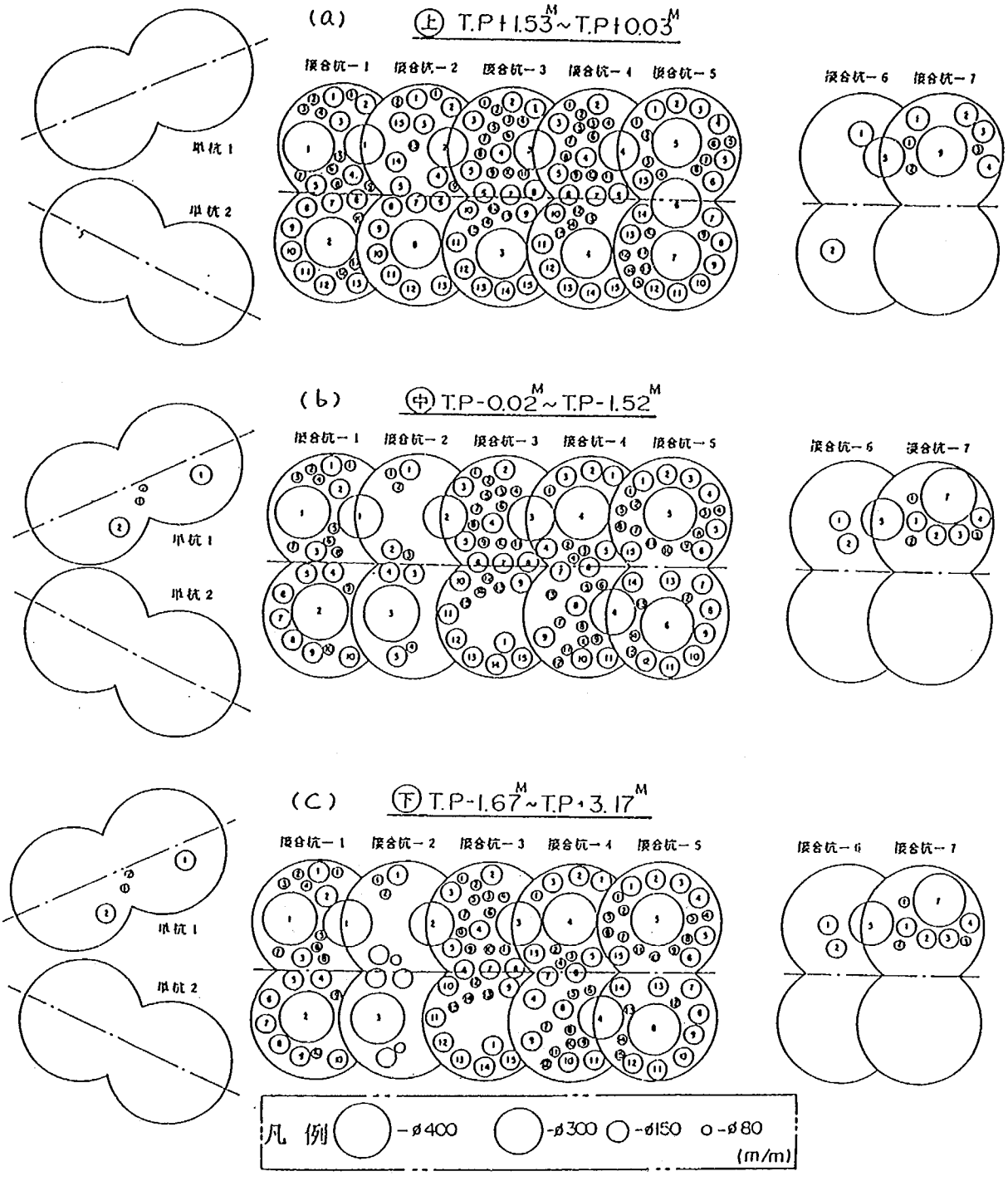
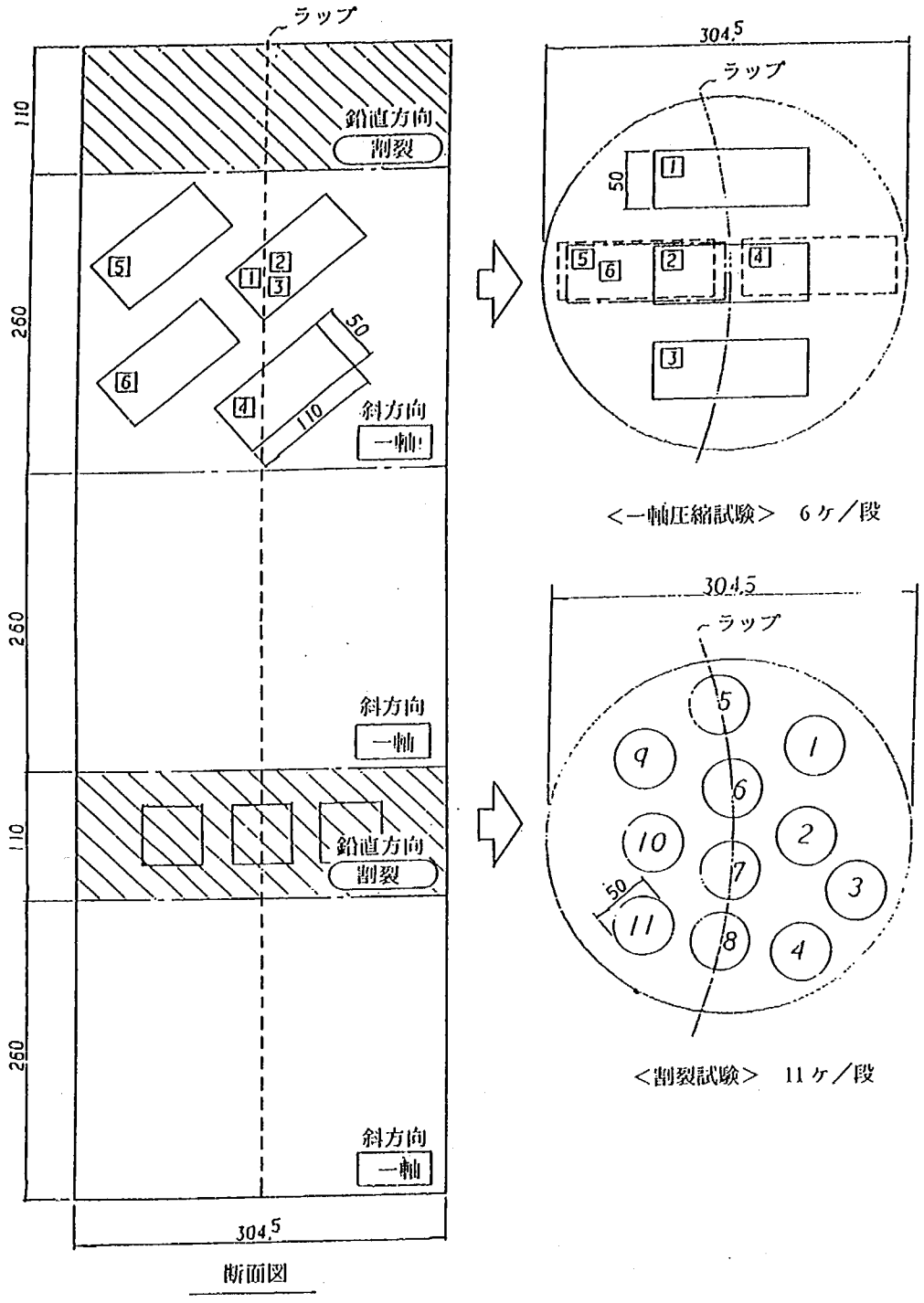


図-3.5.52　杭伏せ図および掘削断面図　S=1/100



図—3.5.53　各段毎の改良土コアサンプリング位置



図—3.5.54 改良土コア採取位置

表－3.5.18　改良杭接合部の一軸圧縮強さの基本統計量

項目		1・2			2・3			3・4			4・5			6・7		
		1	接合部	2	2	接合部	3	3	接合部	4	4	接合部	5	6	接合部	7
上段	n	5	9	4	4	9	5	5		5	7		3	4	12	5
	$\overline{q_u}$	42.8	32.8	47.8	55.9	46.5	57.9	92.6		47.6	66.6		45.9	43.9	27.3	36.9
	σ	17.57	7.78	20.02	22.35	6.76	18.52	6.80		5.22	12.60		4.27	1.01	11.92	8.28
	v	0.41	0.24	0.42	0.40	0.15	0.32	0.07		0.11	0.19		0.09	0.02	0.44	0.22
	強度比	0.77	——	0.69	0.83	——	0.80	——		——	——		——	0.62	——	0.74
中段	n	5	9	5	5	9	4	5	10	5	4	9	6	5	10	5
	$\overline{q_u}$	66.2	50.5	28.6	46.5	48.1	40.4	62.9	70.2	40.4	55.4	50.9	44.1	41.4	35.5	37.2
	σ	23.42	13.19	6.69	5.06	19.25	2.47	20.18	7.43	19.60	17.72	6.13	6.74	12.10	10.48	4.36
	v	0.35	0.26	0.23	0.11	0.40	0.06	0.32	0.11	0.49	0.32	0.12	0.15	0.29	0.30	0.12
	強度比	0.76	——	1.77	1.03	——	1.19	1.12	——	1.74	0.92	——	1.15	0.86	——	0.95
下段	n	5	9	7	5	10	5	5	10	6	6	11	5	5	10	5
	$\overline{q_u}$	43.0	53.9	41.1	44.4	62.5	40.4	70.6	59.1	52.2	70.4	60.4	48.7	55.3	42.4	41.3
	σ	8.49	2.60	6.61	15.94	14.64	6.81	16.86	11.43	9.29	10.13	9.78	15.28	12.98	10.17	5.64
	v	0.20	0.05	0.16	0.36	0.23	0.17	0.24	0.19	0.18	0.14	0.16	0.31	0.23	0.24	0.14
	強度比	1.25	——	1.31	1.41	——	1.55	0.84	——	1.13	0.86	——	1.24	0.77	——	1.03

n：個数　$\overline{q_u}$：一軸圧縮強さの平均値　σ：標準偏差　v：変動係数

強度比：$\overline{q_u}$ 接合／$\overline{q_u}$ 一般

表－3.5.19　改良杭接合部の割裂引張り強さの基本統計量

項目		1・2			2・3			3・4			4・5			6・7		
		1	接合部	2	2	接合部	3	3	接合部	4	4	接合部	5	6	接合部	7
上段	n	8	10	6	4	9	6	9		5	5		9	8	9	6
	$\overline{\sigma_{st}}$	5.51	4.53	6.82	8.43	6.84	8.40	9.37		6.47	8.13		6.06	6.23	4.88	5.67
	σ	1.87	1.32	1.10	0.86	1.44	1.01	1.21		0.81	0.60		0.61	0.96	1.49	1.29
	v	0.34	0.29	0.16	0.10	0.21	0.12	0.13		0.13	0.07		0.10	0.15	0.31	0.23
	強度比	0.82	——	0.66	0.81	——	0.81	——		——	——		——	0.78	——	0.86
中段	n	6	9	8	7	9	7	7	9	7	9	11	5	7	9	6
	$\overline{\sigma_{st}}$	4.67	4.56	6.75	7.48	6.28	7.93	6.82	5.28	8.02	6.23	6.84	6.88	6.88	4.98	6.15
	σ	2.88	1.82	2.78	0.92	1.39	1.56	1.11	1.35	1.47	1.59	2.53	2.27	1.16	1.60	1.62
	v	0.62	0.40	0.41	0.12	0.22	0.20	0.16	0.26	0.18	0.26	0.37	0.33	0.17	0.32	0.26
	強度比	0.98	——	0.68	0.84	——	0.79	0.77	——	0.66	1.10	——	0.99	0.72	——	0.81
下段	n	9	9	5	6	9	8	6	14	8	9	9	5	8	9	6
	$\overline{\sigma_{st}}$	7.05	5.80	6.45	10.03	7.46	9.30	9.12	10.00	8.76	7.76	5.91	6.31	8.61	4.23	7.58
	σ	3.49	2.10	1.61	1.36	2.30	2.20	1.96	2.17	1.10	2.37	1.71	1.07	1.77	2.30	1.35
	v	0.50	0.36	0.25	0.14	0.31	0.24	0.21	0.22	0.13	0.31	0.29	0.17	0.21	0.54	0.18
	強度比	0.82	——	0.90	0.74	——	0.80	1.10	——	1.14	0.76	——	0.94	0.49	——	0.56

n：個数　$\overline{\sigma_{st}}$：割裂引張り強さの平均値　σ：標準偏差　v：変動係数

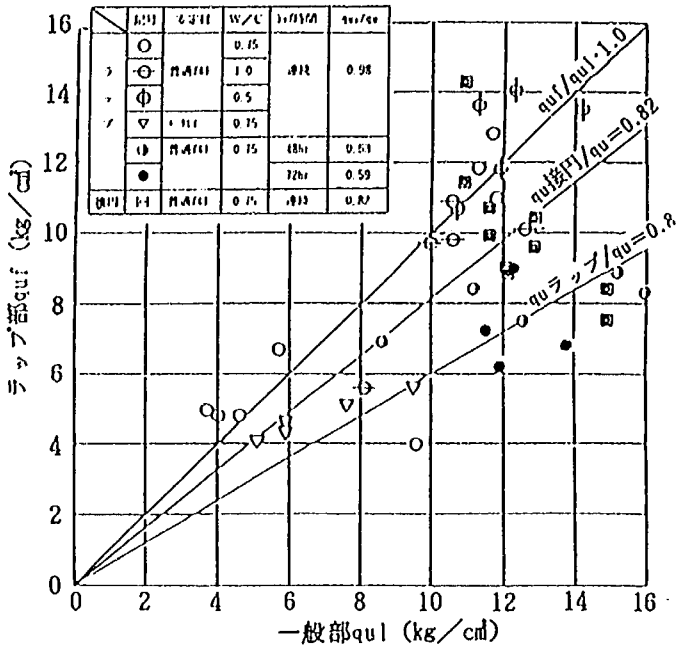
強度比：$\overline{\sigma_{st}}$接合／$\overline{\sigma_{st}}$一般

ii)文献3）より

図－3.5.55に、この実験工事での改良杭の一般部一軸圧縮強さとラップ部の一軸圧縮強さの関係を示す。図よりラップ部の強度は48時間経過後では、

ラップ部の強度＝0.6×一般部の強度

となっており、この工事においてはラップ部の強度は一般部に比べて低いと結論付けている。

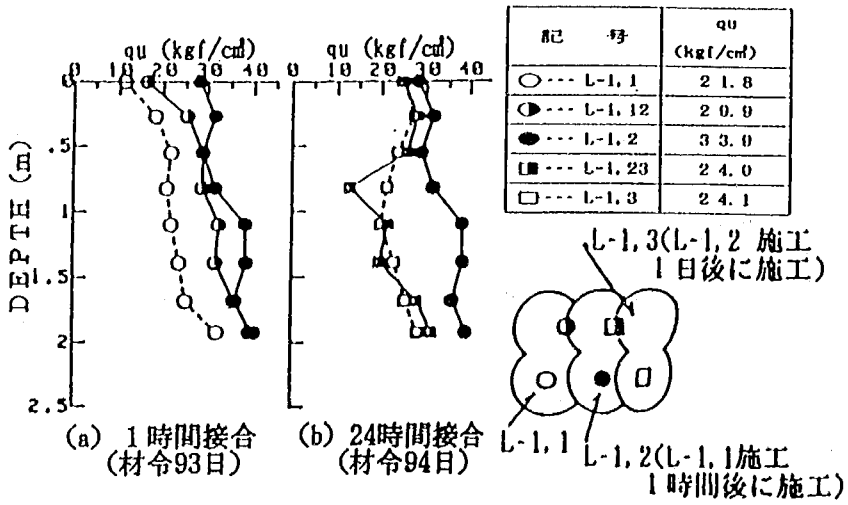


図—3.5.55　ラップ部と一般部の強度の関係

iii)文献4）より

図－3.5.56に、この室内実験での改良地盤の一般部強度の進度深度分布、および接合部強度の深度分布を示す。

図より、接合部の強度は一般部の強度分布の丁度中間に位置することから、1時間接合、1日接合ともに弱点部とはなっていないと述べられている。

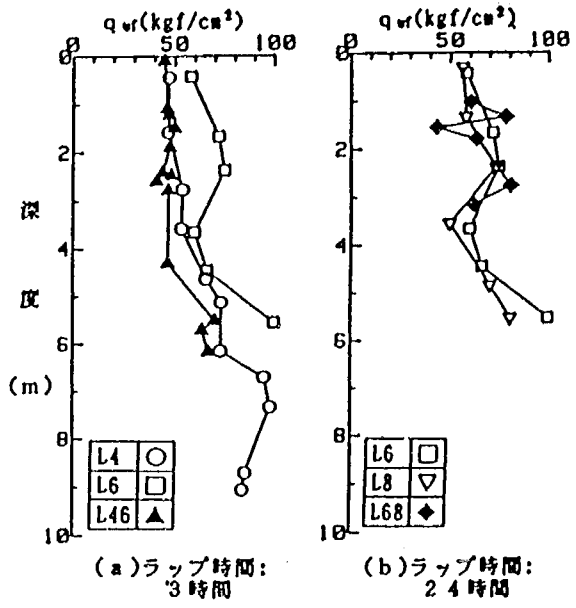


図—3.5.56　改良地盤の接合部強度の深度分布

iv)文献５）より

図－3.5.57に、この試験工事における改良杭のラップ面の一軸圧縮強さの深度分布を示す。

図より、ラップ時間３時間でのラップ部強度は一般部よりやや小さめになっているが、24時間ラップでは一般部と殆ど同じ強度が得られていると述べられている。



図－3.5.57　改良杭の接合部強度の深度分布

v)文献６）より

図－3.5.58に、この工事での改良杭コアのラップ時間とせん断強さの関係を示す。図中黒丸は一般部のせん断強さをを示し、白丸はラップ面のせん断強さを示している。この論文では以下のようにまとめている。

『黒丸実線（一般部の強度）は9.0kgf/cm²よりも大きくて10.0kgf/cm²よりも小さい。白丸実線（ラップ部の強度）はおおよそ黒丸実線の2/3の大きさとなっている。ただし、ラップ時間が４日までの場合である。この事実から次に示す経験式がこの実験から導かれる。

$\tau lap = 2/3\,\tau c$

ここで、τlap：ラップ面でのせん断強さ

τc：一般部でのせん断強さ

白丸実線は、ラップ時間が４日までは改良土のせん断強さは減少する傾向にあることを示している。一方、ラップ時間が６日以上になると改良土のせん断強さはゼロとなる。』

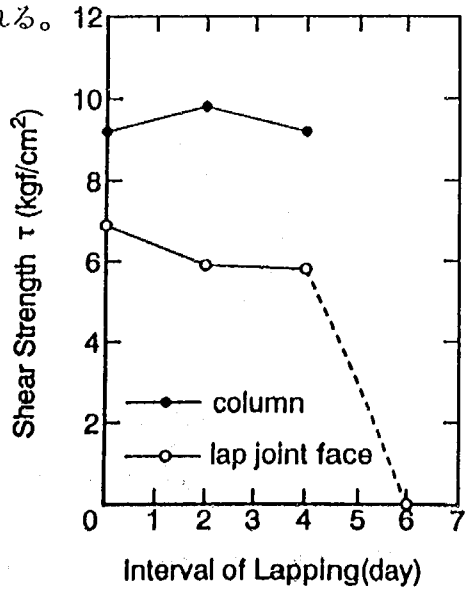


図-3.5.58　ラップ時間とせん断強さの関係

しかし、前述したように、この工事におけるボーリング口径の大きさおよびオペレータの技術を考慮すると、一概にこのように結論付けるにはまだデータが不足していると考える。

vi)文献7）より

図－3.5.59に、オーバーラップの経過時間とその強度比（ラップ部の強度／一般部の強度）の関係を示す。

この図での注意事項は以下のとおりである。

・ラップ部の強度とは、大口径ボーリングにより採取したコアから更に斜め45°の方向にコアを採取した改良土の一軸圧縮強さの平均値である。

・一般部の強度とは、改良杭 Lおよび改良杭Rから鉛直方向に採取したコアの一軸圧縮強さのそれぞれの平均値を更に平均した値である。

・プロジェクトは全て陸上工事である。図中黒丸は砂質系地盤、白丸は粘土質系地盤の改良工事である。

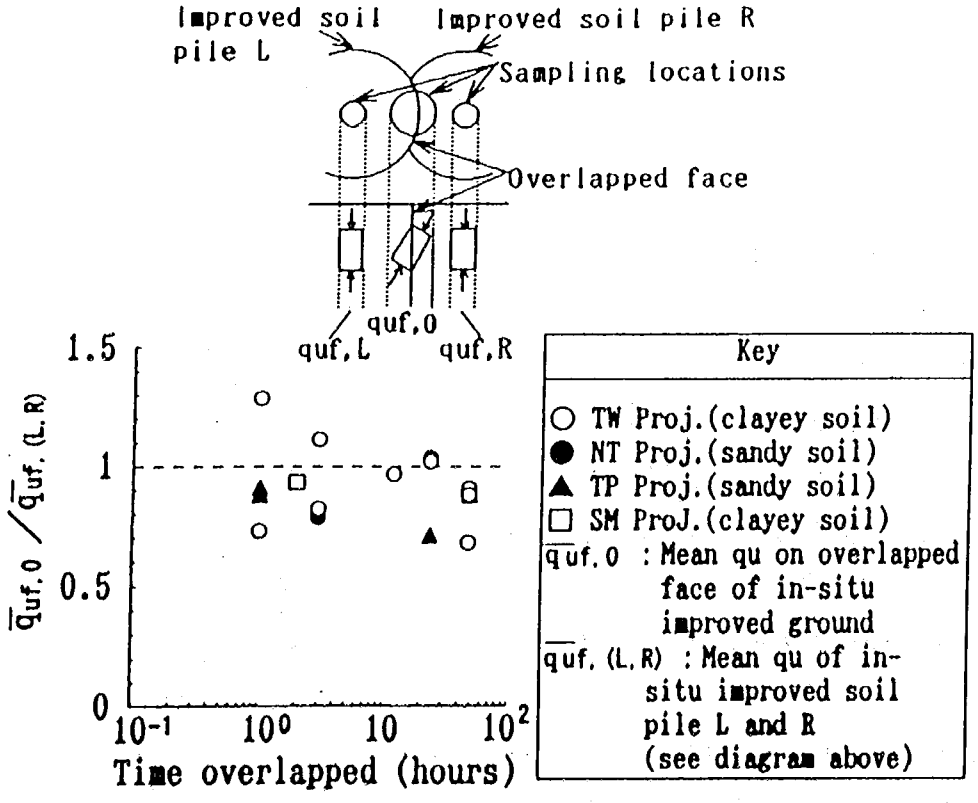
この図より以下のことが言える。

a) ラップ時間が48時間いないであれば、ラップ部の強度比は0.7～1.0の間にある。

b) ラップ施工の時間が大きくなるとともに強度比は小さくなる。

c) 特に砂質改良土に着目すると（図中黒丸）強度比は0.8程度である。

このように、ラップ部の強度は一般部のそれに比べてやや小さめの値を設定した方が設計上では安全側と言える。



図－3.5.59　ラップ時間と強度比（ラップ部の強度／一般部の強度）の関係

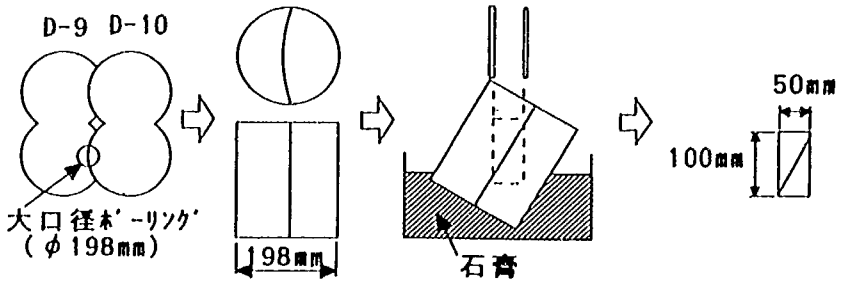
vii文献８）より

図－3.5.60に、この試験工事で採取した改良土コアのラップ部の供試体の作製手順を示す。図－33.5.61には、当ラップ部コアの湿潤密度、含水比、一軸圧縮強さの深度分布を示す。

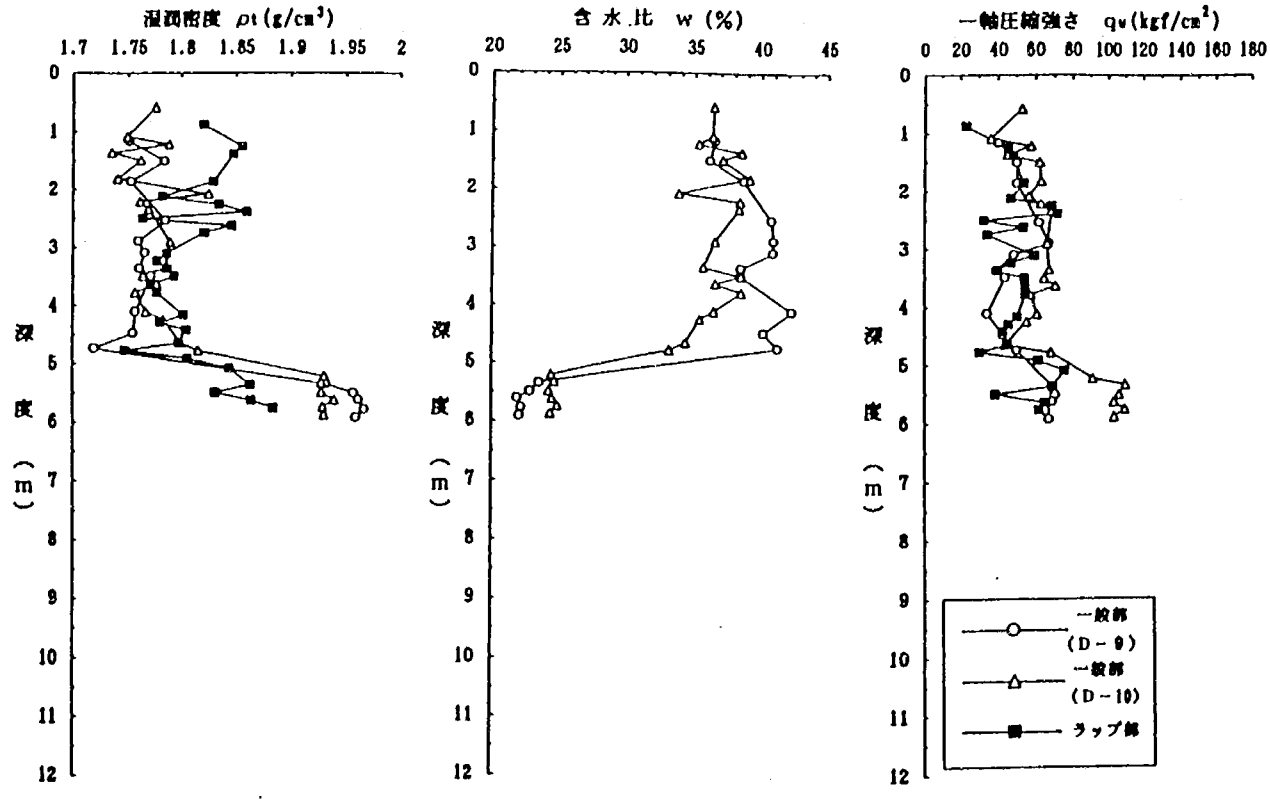
この論文ではラップ部の強度について以下のように考察している（抜粋して引用する）。

『一般にラップ部の強度は一般部の強度に比べて低いと言われているが、当該地盤において両者に著しい差は認められず、ほぼ同等の強度であった。』

このように、試験工事の条件（地盤条件、施工条件など）によっては改良対象土が砂質土であっても、ラップ部と一般部の強度に差がないデータも見受けられる。



図－3.5.60　ラップ部の供試体作製手順



図－3.5.61　ラップ部の湿潤密度、含水比および一軸圧縮強さの深度分布

3) まとめ

以下の調査結果を踏まえたまとめを以下に記す。

① ラップ部の密着性について

我々が調査した範囲では、陸上工事より造成された改良地盤に対する斜めボーリングは、殆ど、実施されていなかった。このことは、費用（斜めボーリングは高い）を考慮しなければならないが、セメントスラリー系深層混合処理工法に一定の信頼があるため、斜めボーリングが実施されていないと思われる。言い換えれば、通常の施工では特にラップ部を気にすることなくラップ施工がなされていると思われる。

唯一、海上工事で斜めボーリングの実績があったが、この例ではラップ部は確実に施工され、改良部は間違いなく密着していたと報告されている。

また、自立山留めのために施工された改良部を観察する限り、ラップ部の密着性は確保されている。

② ラップ部の強度について

我々が調査した範囲では、改良土のデータは圧倒的に粘性土を対象にしたものが多い。反面、砂質改良土のデータは数少ない。これは液状化対策としてのこの方法の使われ方の歴史が浅いからであろう。今後のデータの集積を待たねばならないが、数少ない調査範囲で言うと、改良土のラップ部の強度は一般部の強度に比べてやや低いけれども、それ程大きくは違わないと言うことが出来る。

ただし、数日の間隔をおいてラップ施工される場合には、接合部のせん断抵抗が著しく低下するという報告もある。

したがって、設計上、強度比（ラップ部の強度／一般部の強度）として何らかの数値を採用する場合には、安全を考慮し、少なくとも1.0よりも小さい値を使用した方が良いと考える。

（竹中土木）

(3) 液状化対策の効果に関する調査結果

1995年11月に新潟で開催された土木学会での発表論文1)の概要を報告する。

1) 概要

信濃川本川下流部で実施した格子状の深層混合処理工法による液状化対策の効果について、平成7年4月1日に新潟北部で発生した深度4の地震での間隙水圧計と加速度形の計測記録により、報告されている。

2) 深層混合処理工法の概要

改良幅は11.4mで、改良深度はN値30前後の砂質土へ着底するため14.4mとした。図-3.5.62に平面図と断面図を示す。

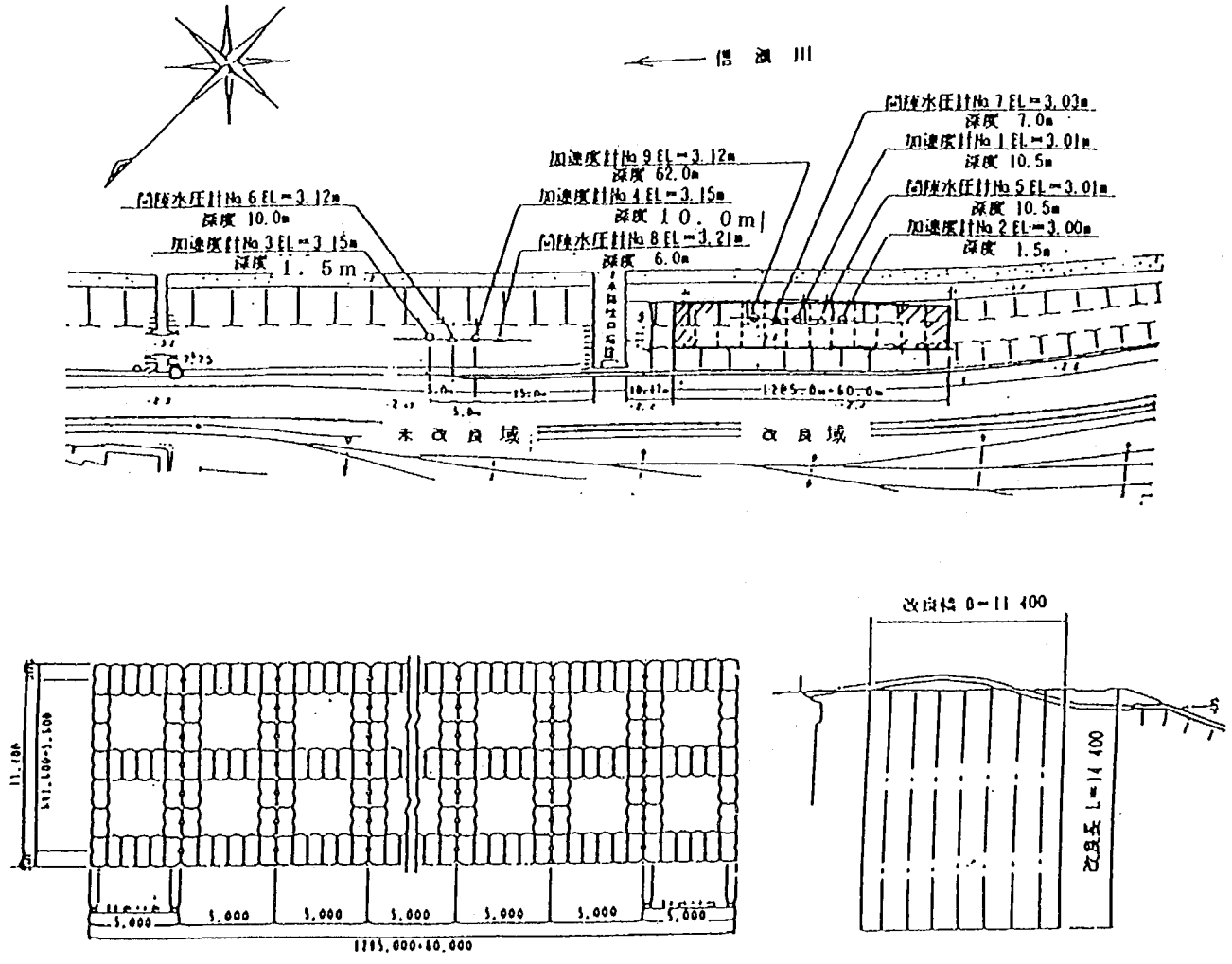


図-3.5.62 平面図および断面図

3)　動態観測の概要

改良域と未改良域での効果の違いを把握するため、両域の各々2個所に間隙水圧計と加速度計を設置した。また基盤部として深度62mの個所に加速度計を設置した。

図-3.5.63に改良域に設置した計測部の概念図を示す。

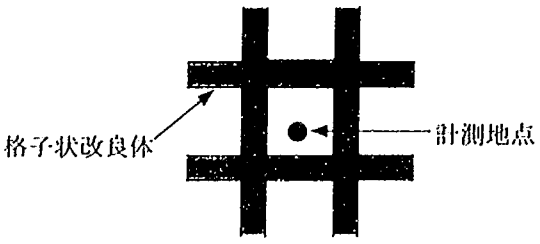


図-3.5.63　計測部

4)　観測結果

図-3.5.64に30秒間の間隙水圧観測結果を示す。未改良域の間隙水圧計No6、No8の値は、加速度が最大になる直前から上昇をはじめ、加速度の最大域を過ぎた後も間隙水圧が残留している事が分かる。また、埋設深度が浅いNo8の方がNo6に比べて間隙水圧の値が大きい。一方、改良域の間隙水圧計No7においては、間隙水圧の上昇がほとんど認められず液状化対策効果があることが分かる。

図-3.5.65に30秒間の加速度計の時刻歴を示す。また図-3.5.66に基盤部を基準とした未改良域と改良域の東西方向での応答倍率を示す。応答倍率は未改良域では2.2～2.8倍で、改良域では1.4～1.9倍であり、未改良域に比べて、改良域は、基盤に対する加速度対応倍率が小さいことが確認できた。

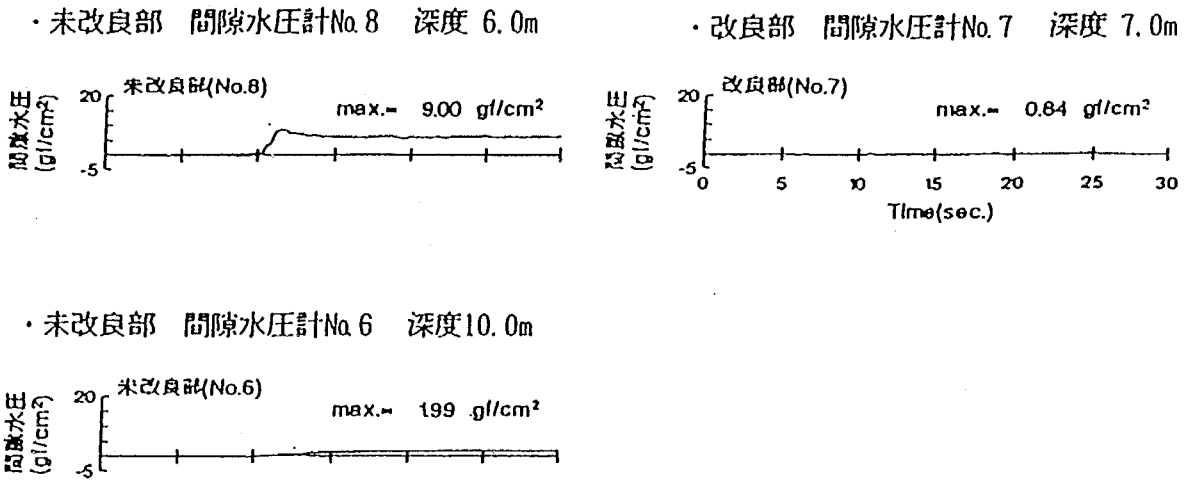


図-3.5.64　間隙水圧計の記録

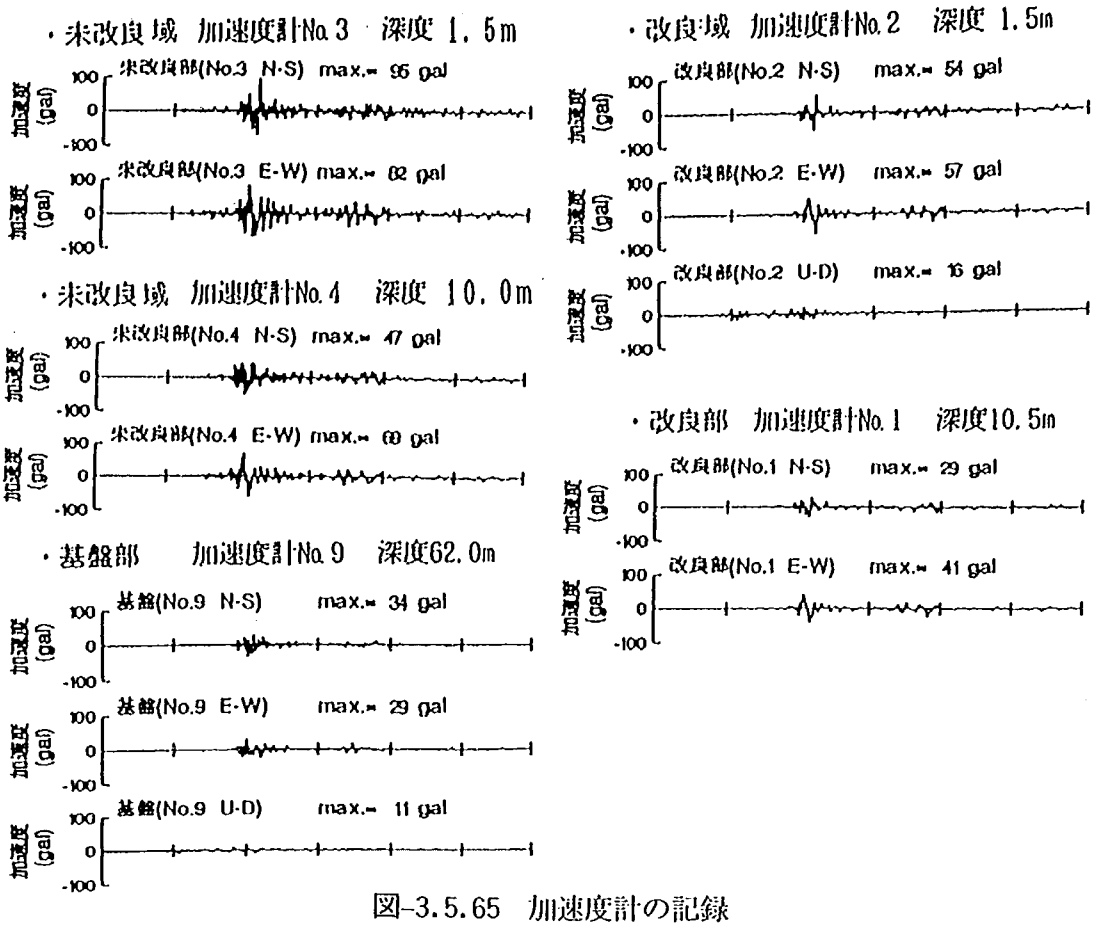


図-3.5.65 加速度計の記録

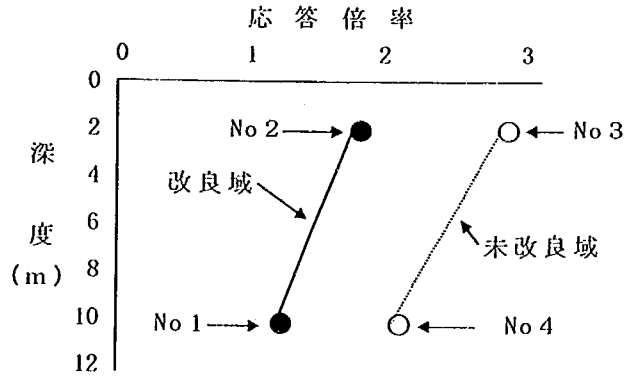


図-3.5.66 加速度応答倍率（改良域及び未改良域）

5) まとめ

今回の報告によれば、改良域格子内の過剰間隙水圧は周辺地盤に比べて小さかった。これは、格子状改良壁による拘束が液状化に効果がある事によると考えられる。また加速度も未改良部より改良域の方が基盤に対する増幅度が小さい。これは改良部が剛体的にふるまうため、加速度低減効果が表われたものと考えられる。

（竹中工務店）

参考文献

1) 西本 晴男 他1名：深層混合処理工法により改良した信濃川堤防基礎地盤の地震動記録，建設省 信濃川下流工事事業所

(4) 最近の施工事例の紹介

1) 施工事例－1 (M倉庫地盤改良工事)

① 概要

本工事は、神戸港に建設された倉庫基礎の液状化対策として実施された。図-3.5.67に断面図を示す。改良深度は、GL-14mである。また図-3.5.68に平面図を示す。図より杭周辺を格子状改良壁で囲んでいるのが分かる。

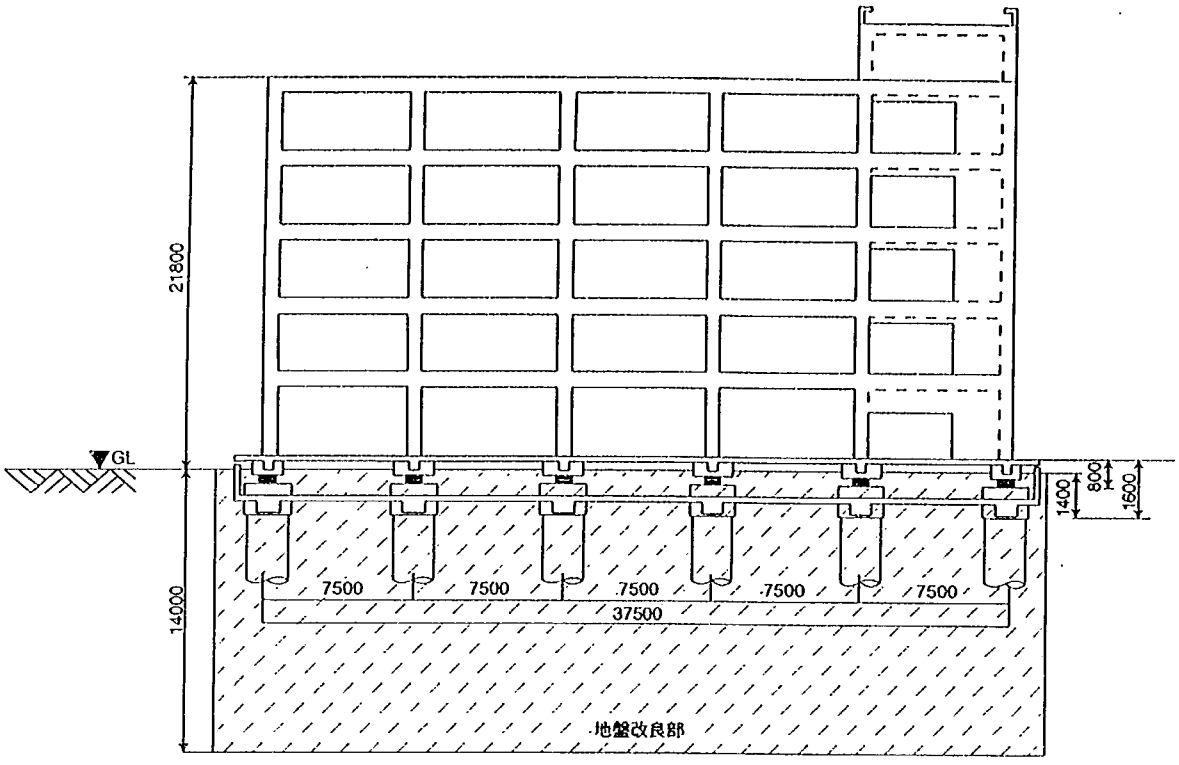


図-3.5.67 断面図

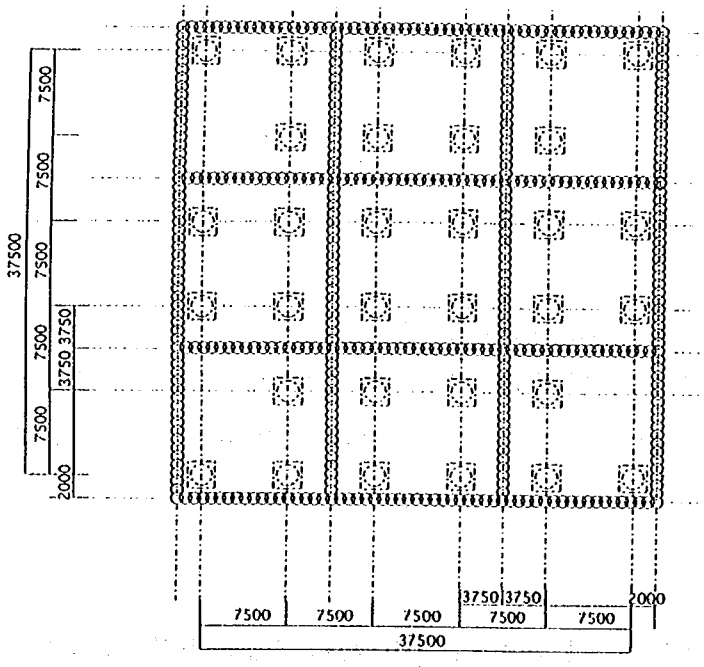


図-3.5.68 平面図

② 土質条件

図-3.5.69に土質柱状図を示す。GL-13mまでは、N値10以下の砂と粘土の互層である。

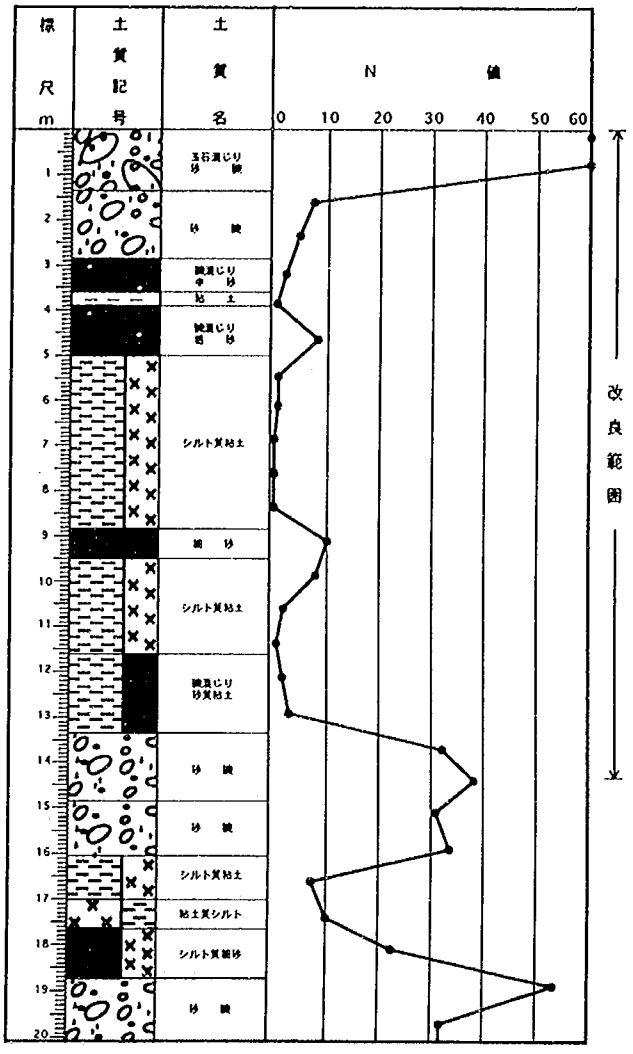


図-3.5.69 土質柱状図

③ 施工機械

表-3.5.20に施工機械の仕様を示す。

表-3.5.20 施工機械仕様

機械名称	規格	単位	数量	備考
深層混合処理機	８０ＨＰ	台	1	２軸
プラント	全自動	式	1	２０m3／h
グラウトポンプ	ＳＧ－３０Ｖ	台	2	２２０ｌ／ｍｉｎ
セメントサイロ	３０ｔ	台	1	
発電機	１５０ＫＶＡ	台	1	プラント用
発電機	３００ＫＶＡ	台	1	深層混合処理機用
バックホー	０．７m3	台	1	

④ 施工仕様

室内配合試験の結果より決定した施工仕様を表-3.5.21に示す。

表-3.5.21 施工仕様

項　　目	仕　　様
安定材 添加量（ｋｇ／m3）	２００　高炉セメントB種
水セメント比（%）	８０　W／C
貫入速度（m／ｍｉｎ）	０．５～１．０
引抜速度（m／ｍｉｎ）	０．５～１．０
現場目標強度（ｋｇ／ｃｍ2）	３０

⑤ 施工結果

事後ボーリングの結果、材令28日での改良土の一軸圧縮強さを表-3.5.22に示す。

表-3.5.21 改良土の強度

深度（ＧＬ－m）	一軸圧縮強度（ｋｇｆ／ｃｍ2）
０．０～　１．０	２２．９
１．０～　２．０	３２．７６
２．０～　３．０	１１３．７２
３．０～　４．０	－
４．０～　５．０	７３．３１
５．０～　６．０	４６．１９
７．０～　８．０	７１．１０
８．０～　９．０	５３．０２
９．０～１０．０	５０．９８
１０．０～１１．０	４６．３５
１１．０～１２．０	２８．６５
１２．０～１２．５	３２．４６
平均値	５２．１４

（竹中工務店）

2) 施工事例－2（K再開発工事）

① 概要

本工事は、再開発工事にともなう建物の基礎の液状化対策として実施された。図-3.5.70に断面図を図-3.5.71に平面図を示す。

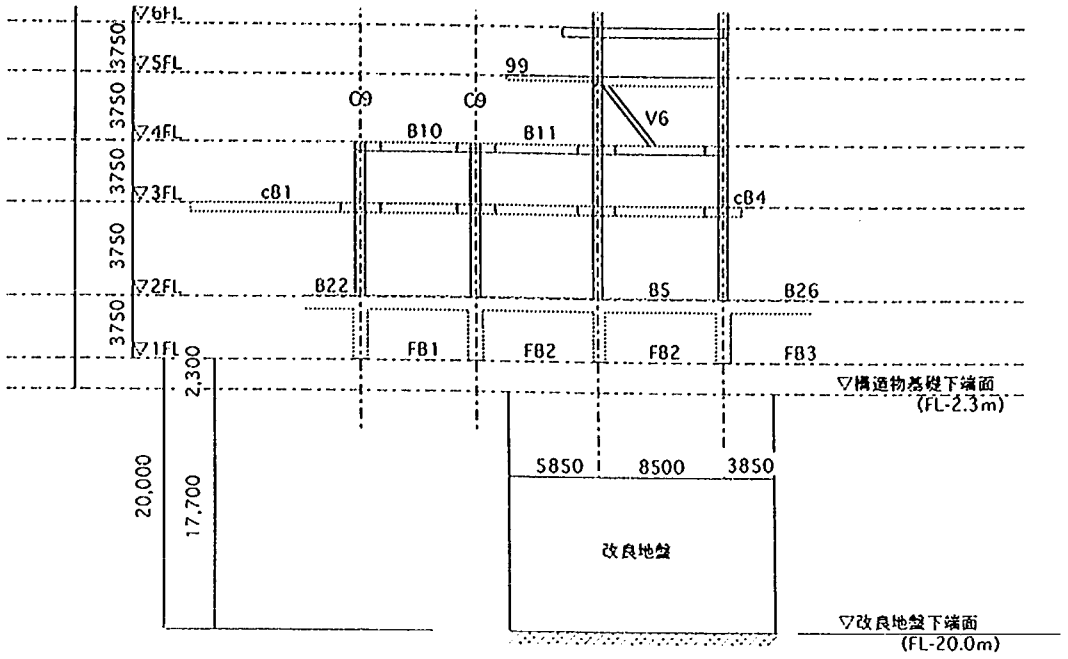


図-3.5.70 断面図

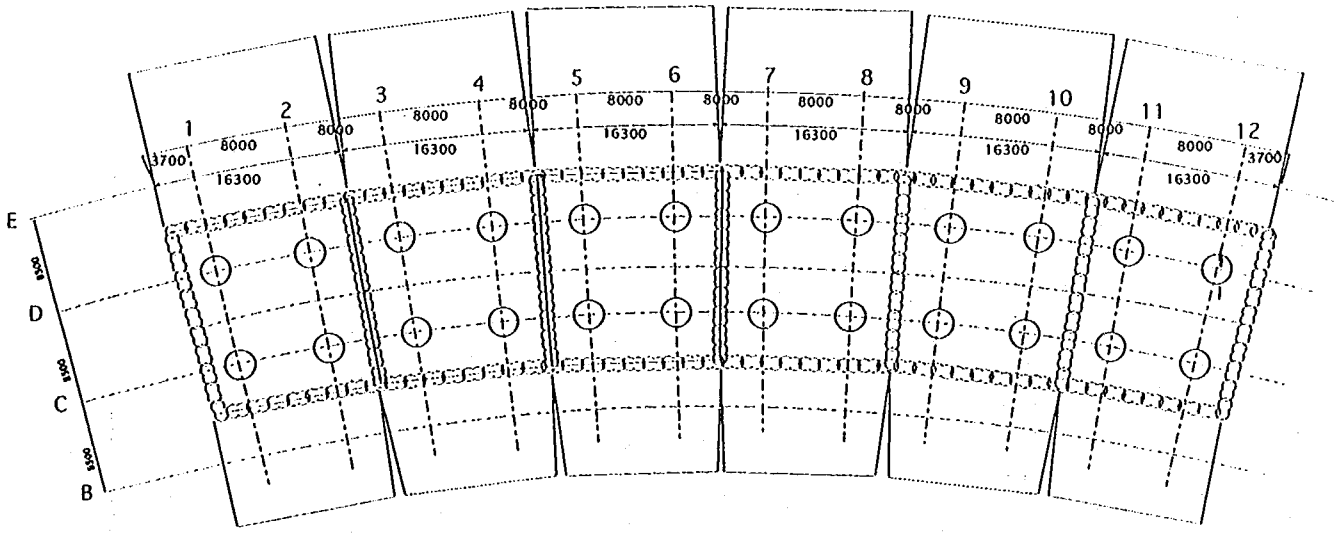


図-3.5.71 平面図

② 土質条件

図-3.5.72に土質柱状図を示す。改良深度は約GL-20m付近である。この地盤の特徴として中間には、N値50を越える砂層があった。

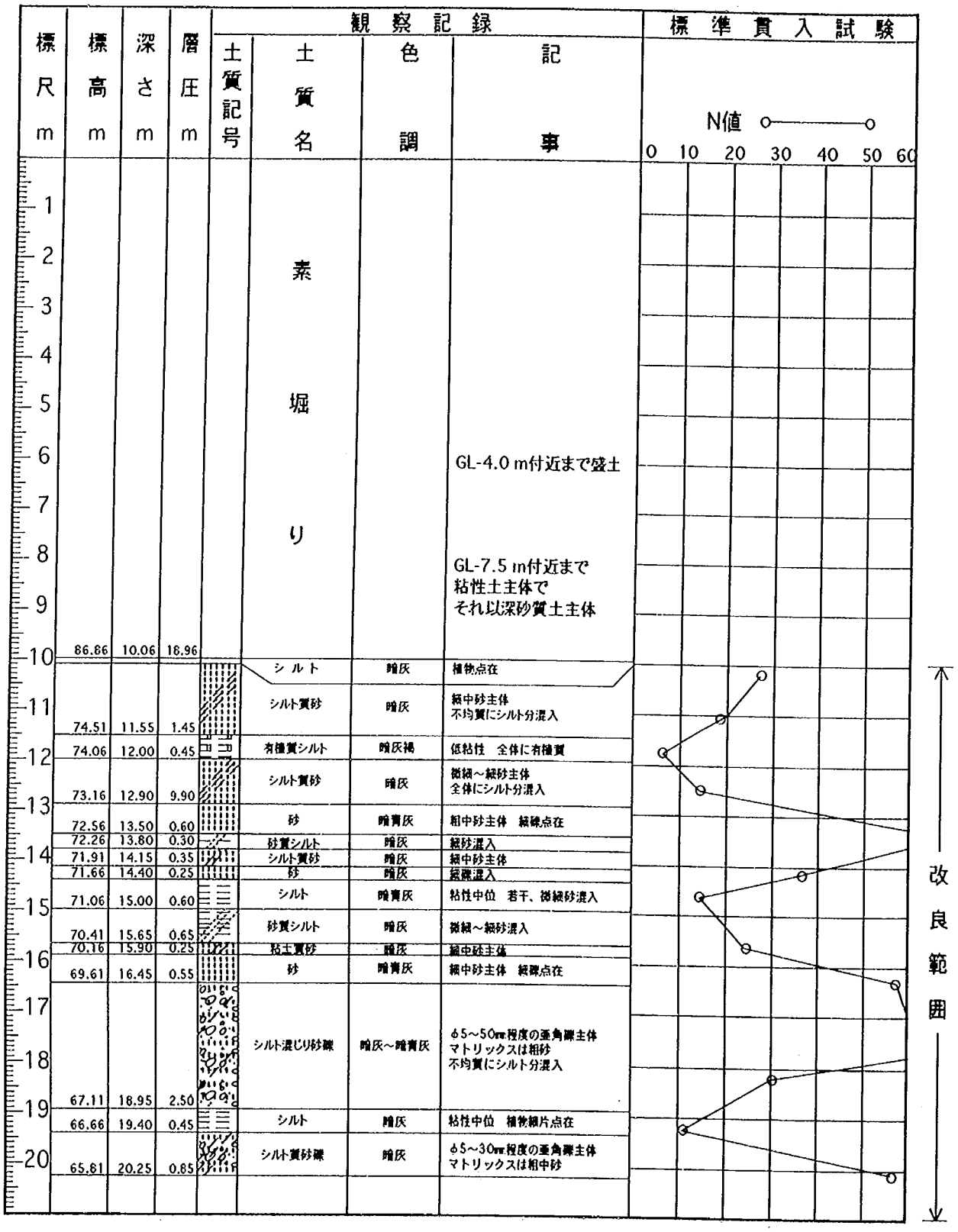


図-3.5.72 土質柱状図

③ 施工機械

表-3.5.23に主な施工機械の仕様を示す。

表-3.5.23 施工機械仕様

機械名称	規格	単位	数量	備考
深層混合処理機	９０ＫＷ×２	台	1	２軸
プラント	全自動	式	1	２０m3／h
グラウトポンプ		台	2	２２５ｌ／ｍｉｎ
セメントサイロ	３０ｔ	台	1	
発電機	６００ＫＶＡ	台	1	処理機・プラント用
バックホー	０．７m3	台	1	

④ 施工仕様

室内配合試験の結果に基づいて決定した安定材の配合、施工条件を表-3.5.24に示す。

表-3.5.24 施工仕様

項　　目	仕　　様
安定材 添加量（ｋｇ／m3）	１５０
水セメント比 （W／C）	８０％
回転数 （ｒ．ｐ．ｍ）	２０～４０

⑤ 施工結果

事後ボーリングによる現場改良土の一軸圧縮強さは、深度約5m付近で15～25kgf/cm^2、約10m付近25～29kgf/cm^2、約14m付近28～45kgf/cm^{2}であった。

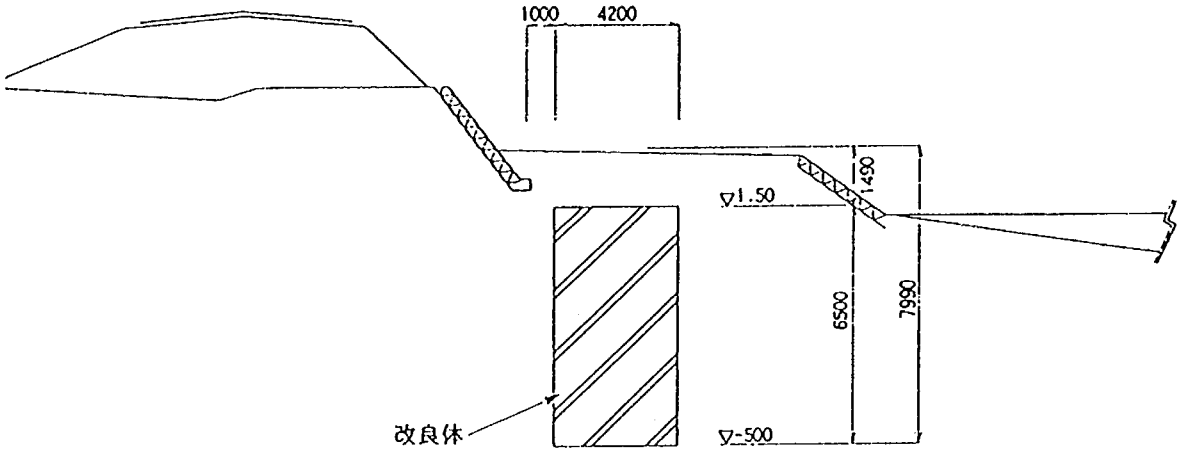
（竹中工務店）

3) 施工事例－3（長崎開地盤改良工事）

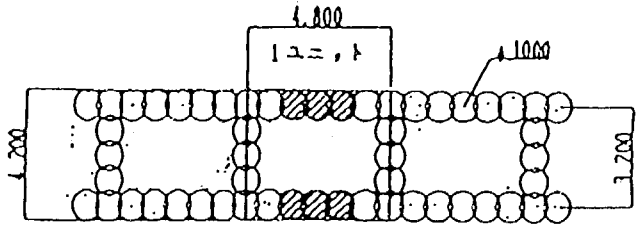
① 概要

本工事は、福岡県筑後川水系早津江川の河川堤防改修工事に伴い、地盤の液状化防止対策として深層混合処理工法による格子状改良が適用された事例である。

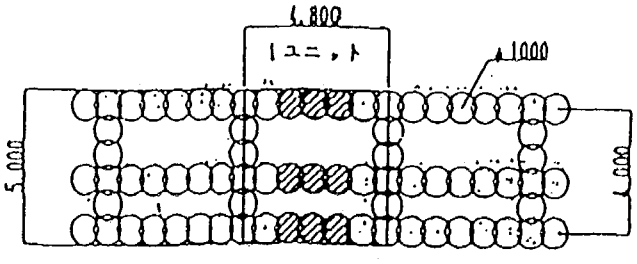
図－3.5.73に標準改良断面を、また図－3.5.74に２列と３列格子状の代表的な改良杭の配置図をしめす。



図－3.5.73　標準施工断面（２列配置）



２列配置（改良率　51.9%）

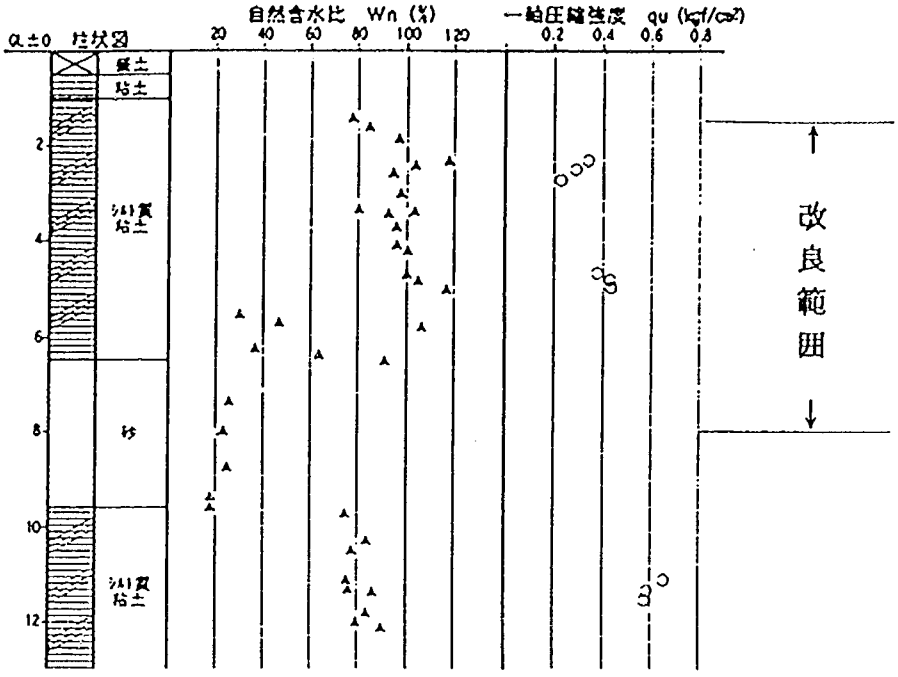


３列配置（改良率　55%）

図－3.5.74　改良杭配置図

② 土質条件

工事区域の地盤は、表層0.6mの盛土の下に含水比w=80～120%、一軸圧縮強さqu=0.2～0.4kgf/cm²の軟弱な粘性土層がGL-6.5m付近まで存在し、その下に約3m層厚の含水比w=20%前後の砂地盤が続いている（図―3.5.75）。



図―3.5.75 土質条件

③ 施工機械

使用した深層混合処理機は小型ベースマシンを用いた1軸機である。表―3.5.25に施工機械の仕様を示している。

表―3.5.25 施工機械仕様

番号	機械名称	規 格	単位	数量
1	深層混合処理機	本体重量12.2t×2台 〃 22t×1台	台	3
2	ミキシングプラント	ミキサー容量 750ℓ	〃	2
3	グラウトポンプ	φ50mm	〃	1
4	セメントサイロ	30t	〃	2
5	水 槽	20m³	〃	2
6	バックホウ	0.35m³	〃	3
7	施工管理装置		〃	3
8	発電器	125KVA	〃	2

④ 施工仕様

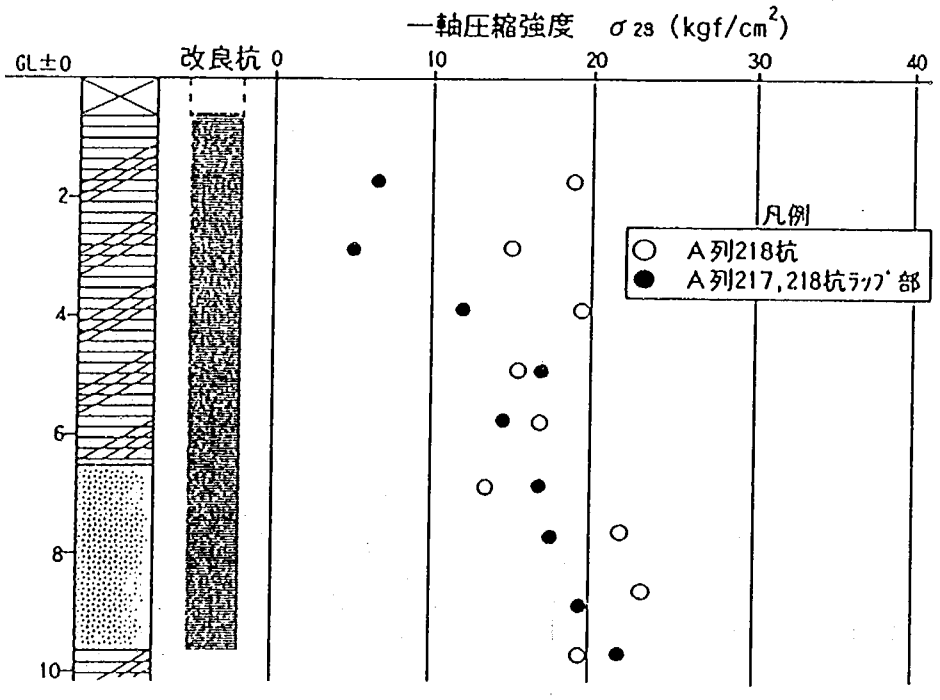
室内配合試験、現場試験の結果に基づいた安定材の配合、および施工条件を表－3.5.26に示す。

表－3.5.26 施工仕様

項目		改良対象土層	
		粘性土層	砂質土層
配合・工条件	セメント添加量 (kg/m³)	190	
	水・セメント比 (%)	100	
	スラリー吐出方法	貫入吐出	
	改良深度	5.0 ～ 8.5	
	貫入速度 (m/min)	0.5～1.0	0.5～1.0
	引抜速度 (m/min)	1.0	1.0
	回転数 (r.p.m.)	20 ～ 40	

⑤ 施工結果

図－3.5.76は改良杭および杭ラップ部の強度を調査した結果の１例である。材令28日の一軸圧縮強さの値は、一般部でqu=14～24kgf/cm²、ラップ部でqu=6～ 23kg/cm²の範囲に分布している。



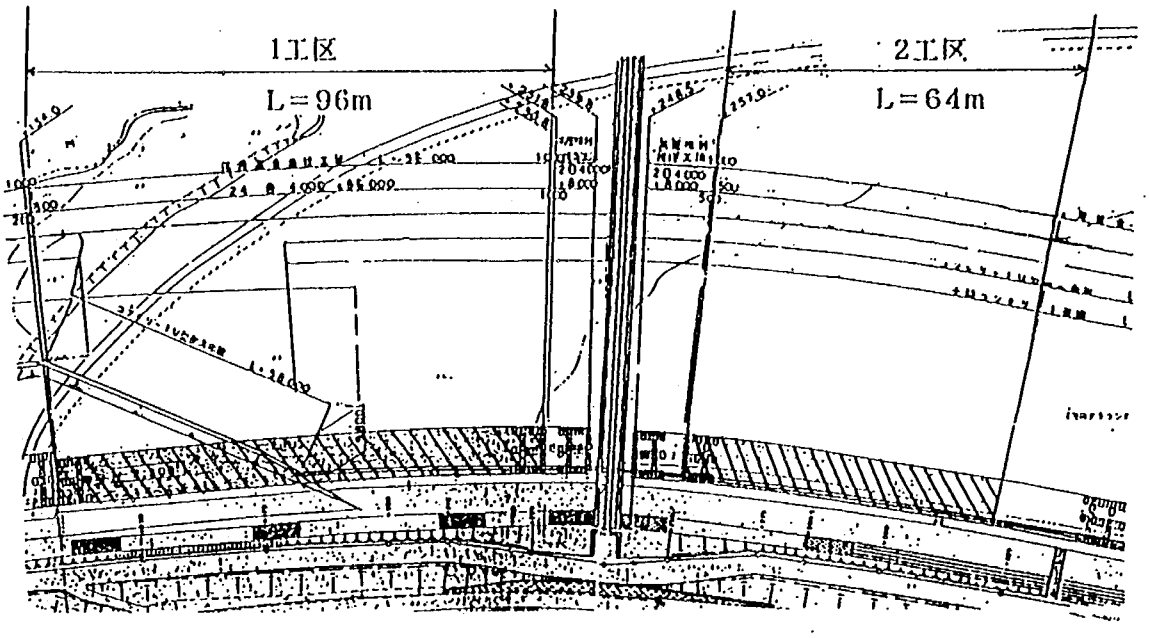
図－3.5.76 一軸圧縮強さの深度分布図

(大林組)

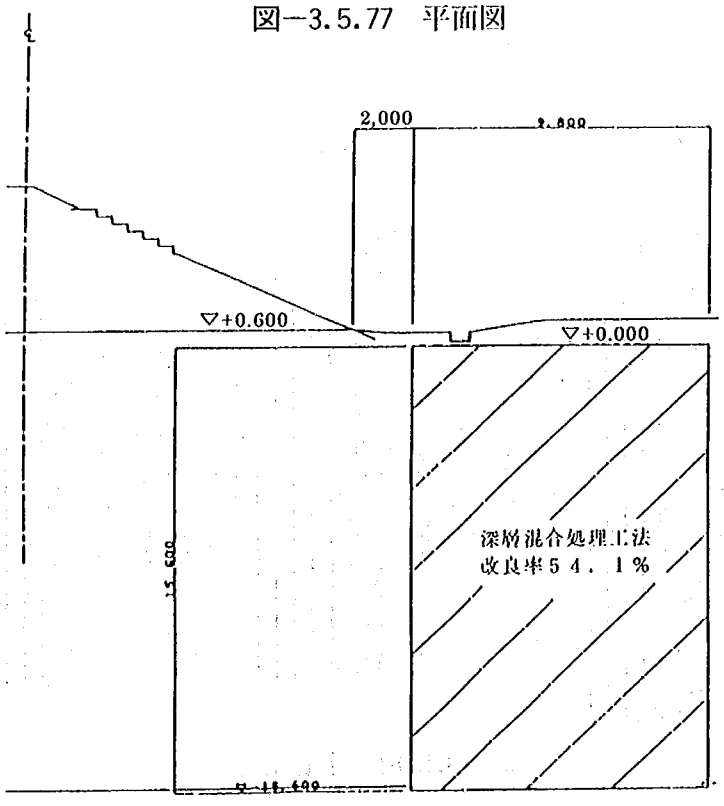
4) 施工事例－4（閉伊川筋小山田地区河川改修（耐震対策工）1．2工区工事）

① 概要

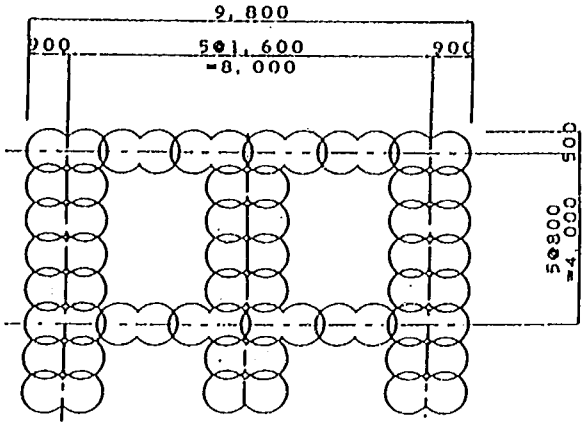
本工事の工事概要を以下に示す。本地区は、兵庫県南部地震の後、全国的に行われた河川堤防耐震点検の結果、液状化対策が必要な区間として抽出されたL＝860mの区間でＴＯＦＴ工法が採用されている。今回工事では図－3.5.77に示すように、その一部区間である堤体延長L＝160mについて施工を行った（図－3.5.77～3.5.80参照）。



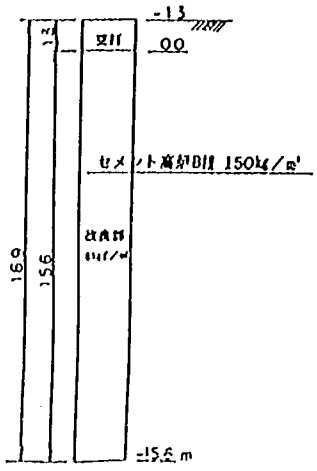
図－3.5.77　平面図



図－3.5.78　断面図



図－3.5.79　改良杭配置図

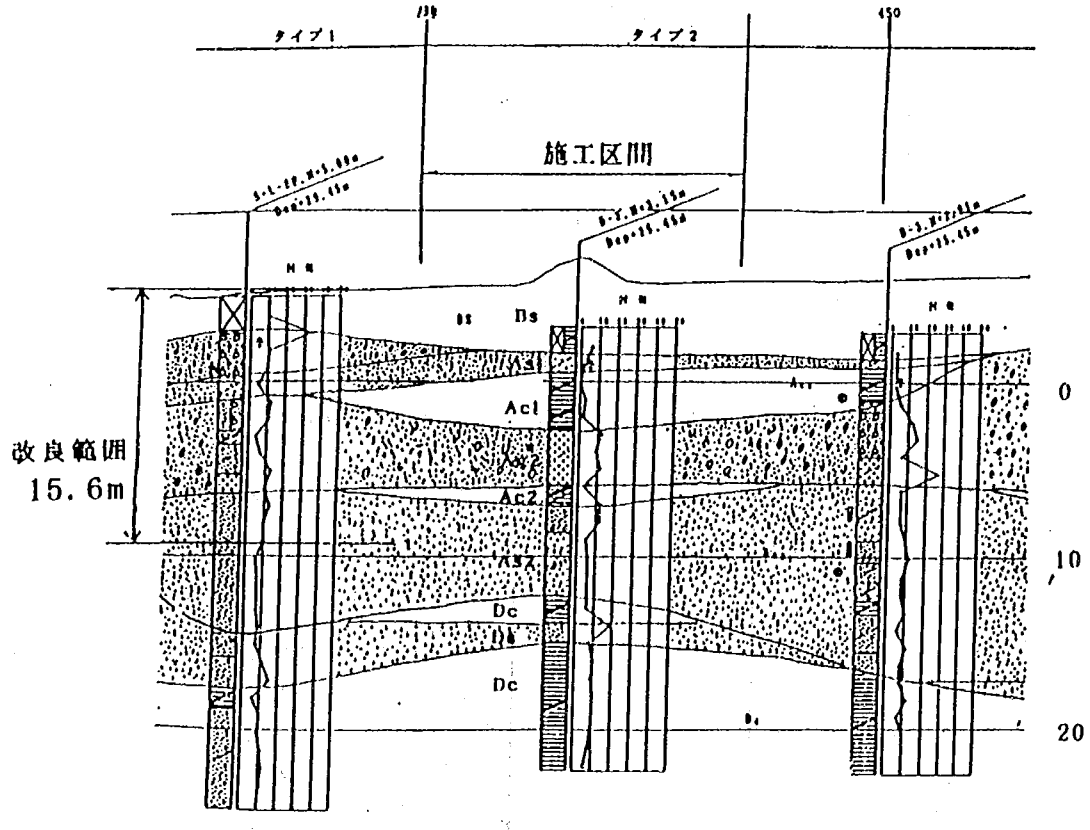


図－3.5.80　改良杭仕様断面図

② 土質条件

工事区域の地盤は図－3.5.81に示すように、表層4.0m程度の盛土の下に、含水比40%程度の粘性土層と含水比20%程度の礫、砂層が互層となっている。

液状化対象の土層としては、N値5～10程度の砂層（Ａｓ１、Ａｓ２）であった。



図－3.5.81　土質条件

③ 施工機械

使用した深層混合処理機は、90KW級２軸施工機である。施工機械は、各工区１セット合計２セットとした。表－3.5.27に各工区及び全体の施工機械一覧を示す。

表－3.5.27 施工機械仕様

番号	機械名称	規格	単位	工区当り数量	全体数量	備考
1	深層混合処理機	50t級 (50～55t)	台	1	2	
2	発電器	125KVA	台	1	2	プラント用
3	発電器	450KVA	台	1	2	モーター用
4	セメントスラリープラント	20m³/h	台	1	2	
5	セメントサイロ	30t	台	1	2	セメント貯蔵用
6	グラウトポンプ		台	2	4	
7	水槽	20m³	台	2	4	
8	バックホウ	0.8m³	台	1	2	
9	施工管理装置		台	1	2	

④ 施工仕様

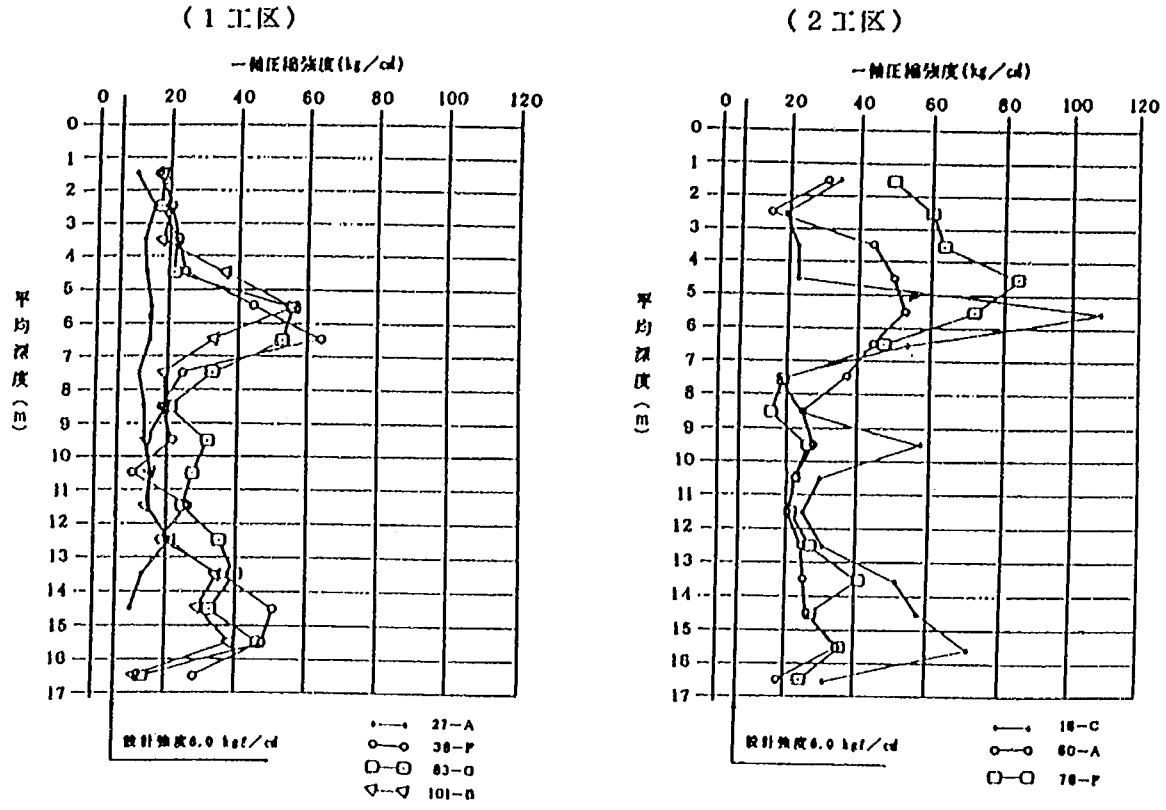
室内配合試験、現場試験の結果に基づいた安定材の配合、および施工条件を表－3.5.28に示す。

表－3.5.28 施工仕様

項目		改良対層		
		砂層	礫層	粘性土層
配合	セメント添加量 (kg/m³)	150		
	水、セメント比 (%)	100		
施工条件	スラリー吐出方法	貫入吐出		
	改良深度	15.6		
	貫入速度 (m/min)	0.8		
	引抜速度 (m/min)	1.0		
	回転数 (rpm)	20～40		

⑤ 施工結果

図－3.5.82は改良杭の強度を調査した結果である。礫層と思われる部分を除いた一軸圧縮強さの値は q_{uf}＝10～30 (kgf/cm²) 程度の範囲に分布している。

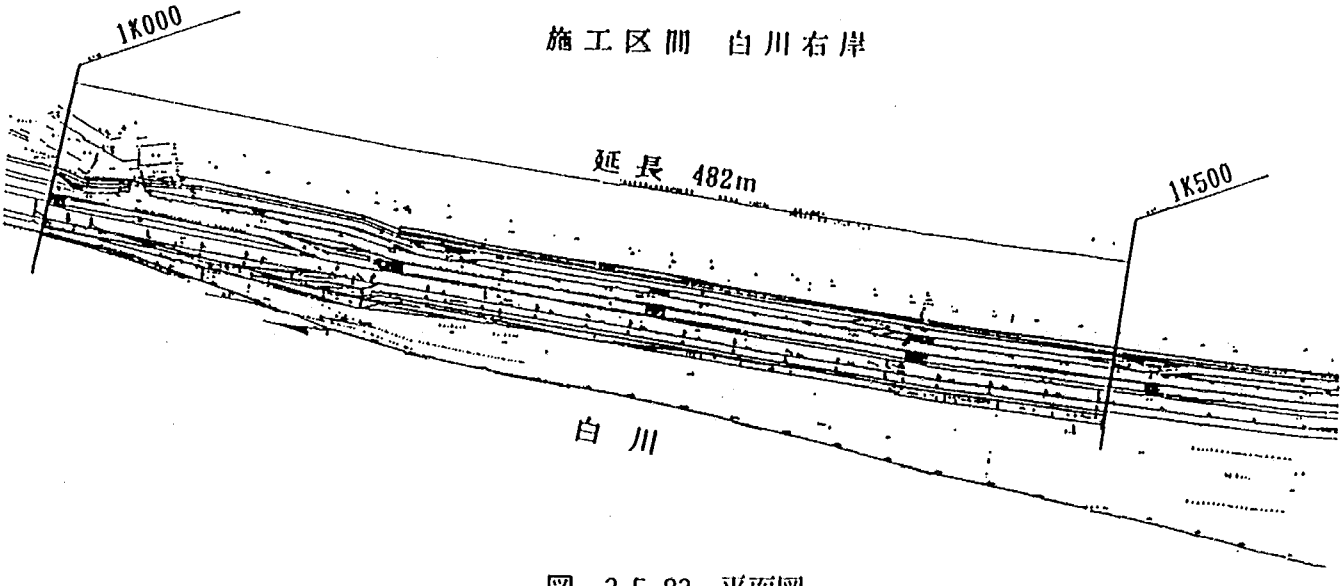


図−3.5.82　一軸圧縮強さの深度分布

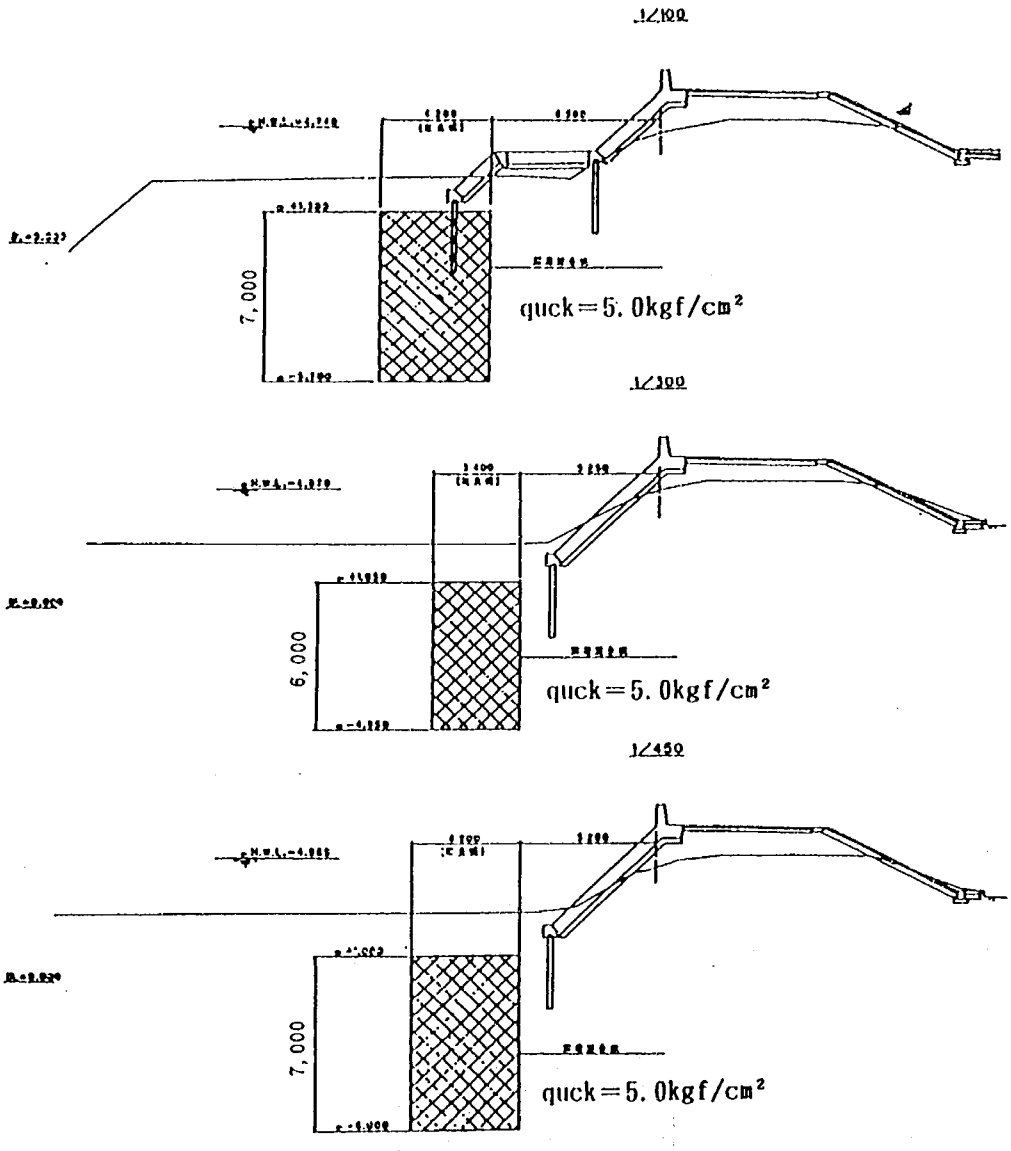
5)　施工事例－５（新地地区　築堤地盤改良（その２）工事）

①　概要

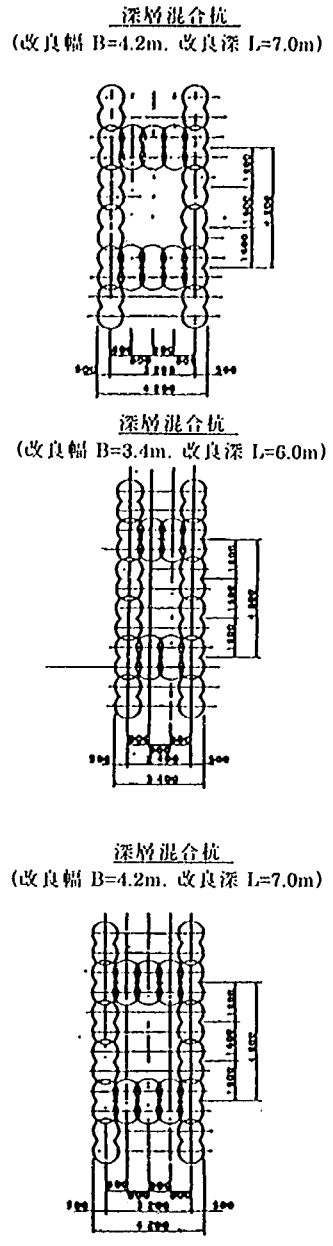
当工事は、地震時の液状化発生に伴う、河川堤防のすべり破壊防止を目的とし、深層混合処理により格子状の改良を行った。施工延長約480mの区間に改良杭を868本施工した（図−3.5.83～3.5.85 参照）。



図−3.5.83　平面図



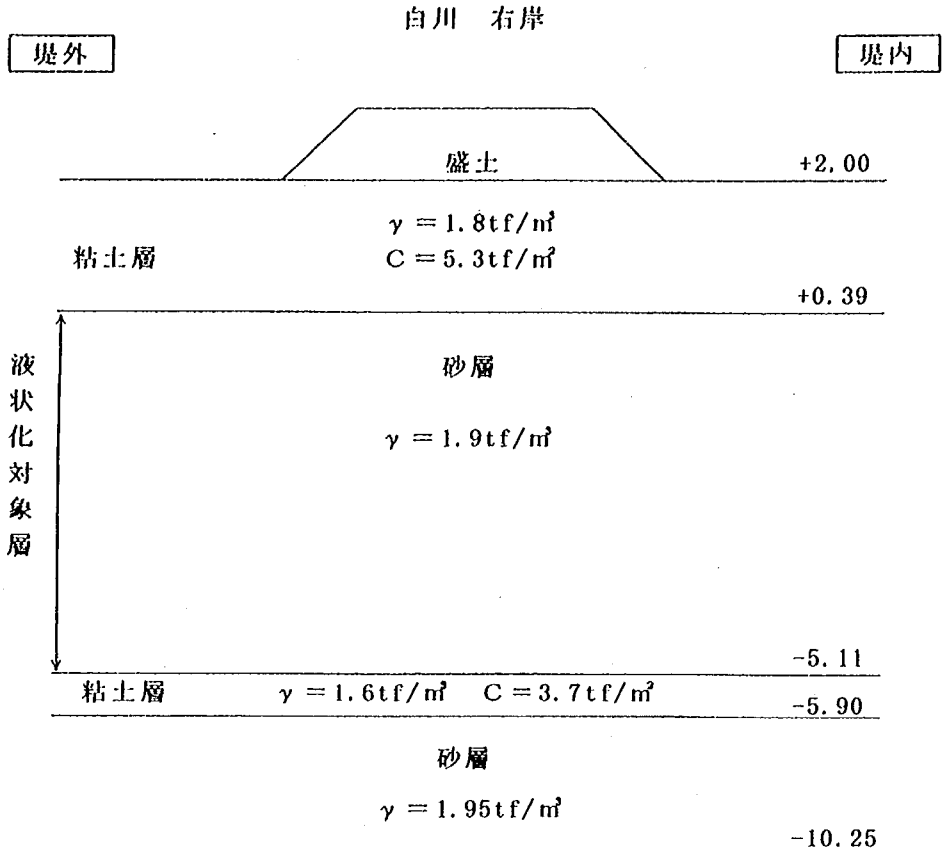
図—3.5.84　標準断面図



図—3.5.85　改良杭配置図

② 土質条件

当工区の地盤は、表層には1.6m程度の比較的強度の高い粘性土があり、その下に緩い砂層（層厚5.5m）がある。更にその下の砂層は固く液状化する可能性は小さい。



図—3.5.86　土質断面図

③ 施工機械

当工区は、深層混合処理機2台にて施工を行った。表—3.5.29に施工機械の仕様を示す。

表—3.5.29　施工機械仕様

機械名称	規　格	単位	全体数量	備　考
深層混合処理機	DH658（日車）	台	2	
電動機	100KW	台	2	
発電機	125KVA	台	2	プラント用
発電機	500KVA	台	2	モーター用
ｾﾒﾝﾄｽﾗﾘｰﾌﾟﾗﾝﾄ	24　/h	台	2	
セメントサイロ	30t	台	2	ｾﾒﾝﾄ貯蔵用
グラウトポンプ		台	4	
水タンク	10	台	2	
バックホウ	0.7	台	2	
施工管理装置		台	2	

④ 施工仕様

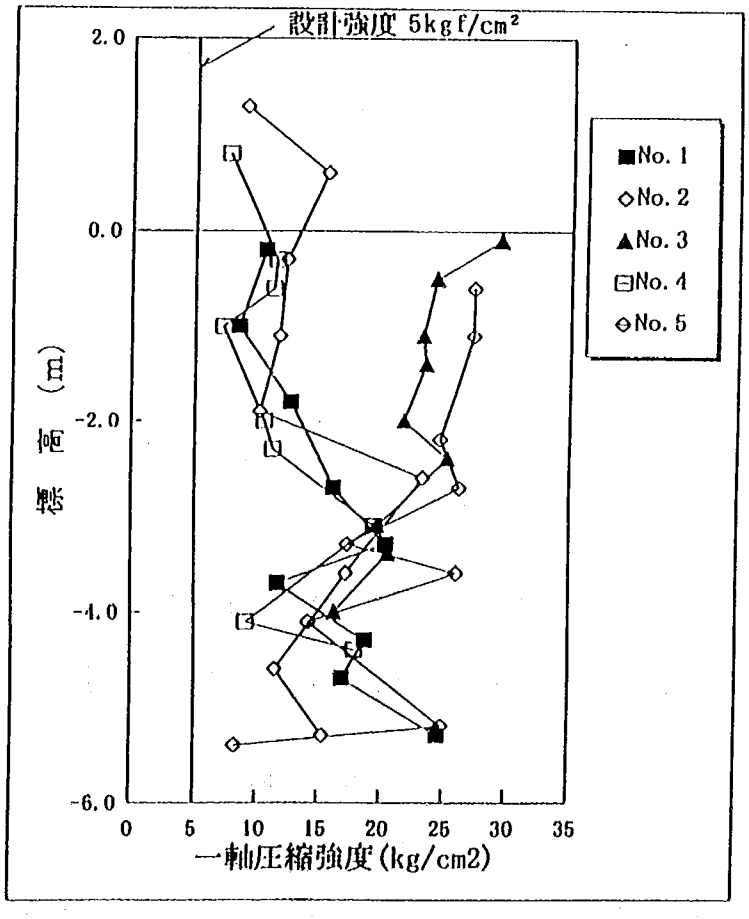
当工区の施工仕様を表−3.5.30にまとめて示す。

表−4.5.30 施工仕様

配合	セメント配合 (kgf/m³)	150
	水、セメント比 (%)	100
施工条件	スラリー吐出方法	貫入吐出
	改良深度 (m)	7
	貫入速度 (m/min)	0.9
	引抜速度 (m/min)	0.9
	回転数 (rpm)	20

⑤ 施工結果

チェックボーリング結果を図−3.5.87に示す。改良杭の一軸圧縮強さqufは7.2～29.4 kgf/cm²であった。



図−3.5.87 改良杭の一軸圧縮強さと震度の関係

(不動建設)

6) 施工事例－6 (久富地区地盤改良工事)

① 概要

本改良工事は、総延長300mの堤防基礎の液状化対策として、深層混合処理工法が採用されたものである。改良厚さは、L=7.8m (G.L.-1.7～-9.5m)、L=4.8m (G.L.-1.7～-6.5m)の2タイプであった。

全体平面図を図－3.5.88に、改良断面図を図－3.5.89に、施工平面図を図－3.5.90に、また改良縦断面図を図－3.5.91に示す。

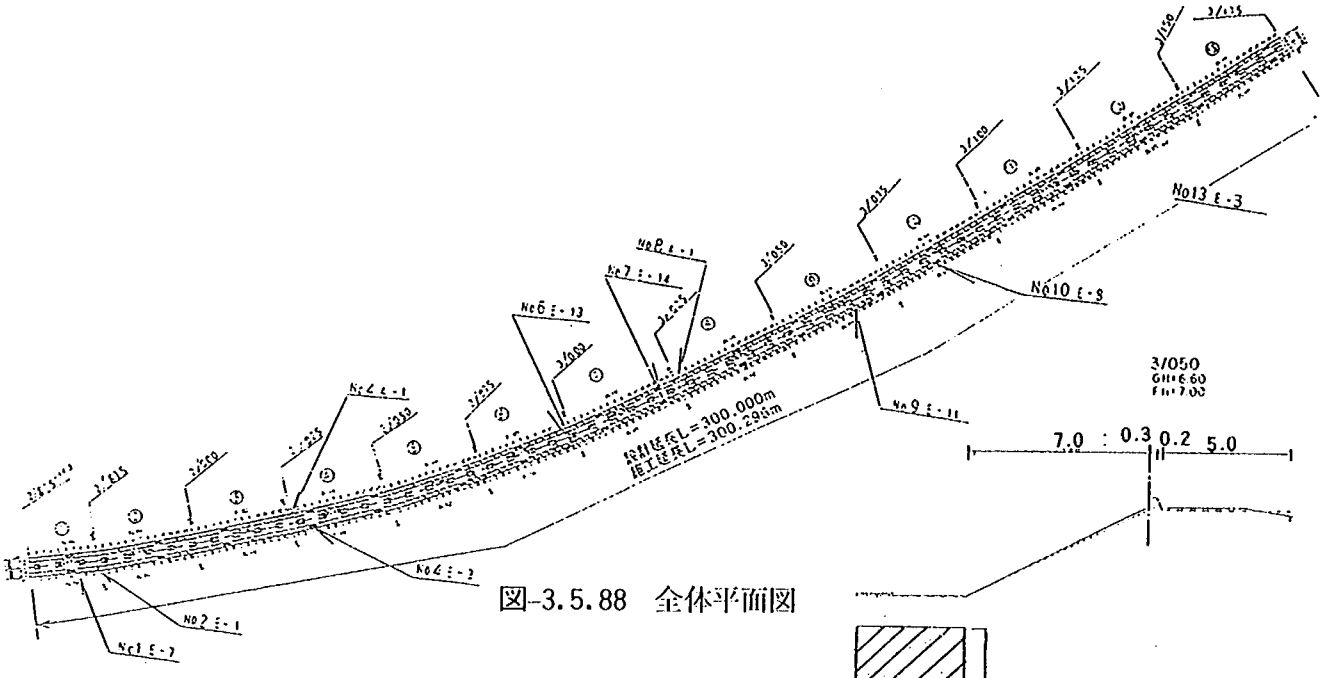


図-3.5.88 全体平面図

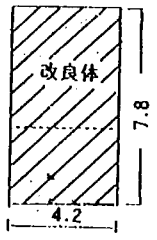


図-3.5.89 改良断面図

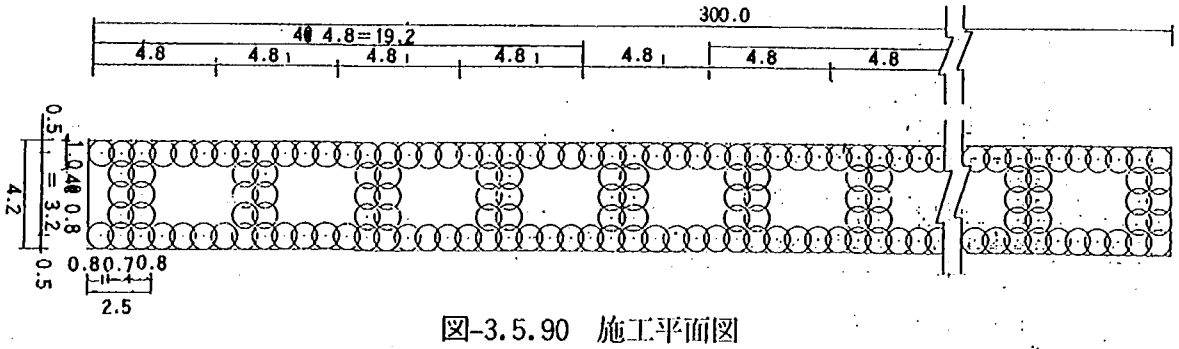


図-3.5.90 施工平面図

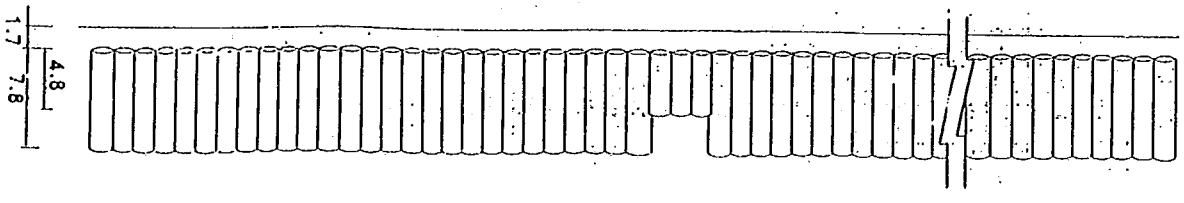


図-3.5.9 改良縦断面図

② 土質条件

地盤としては、G.L.-1m程度までの表層は硬質な玉石を含む礫ないし礫混じり粘土等の盛土であり、その下G.L.-4.7m～-7.9m間に砂層を挟み、この上下に粘性土が分布している。

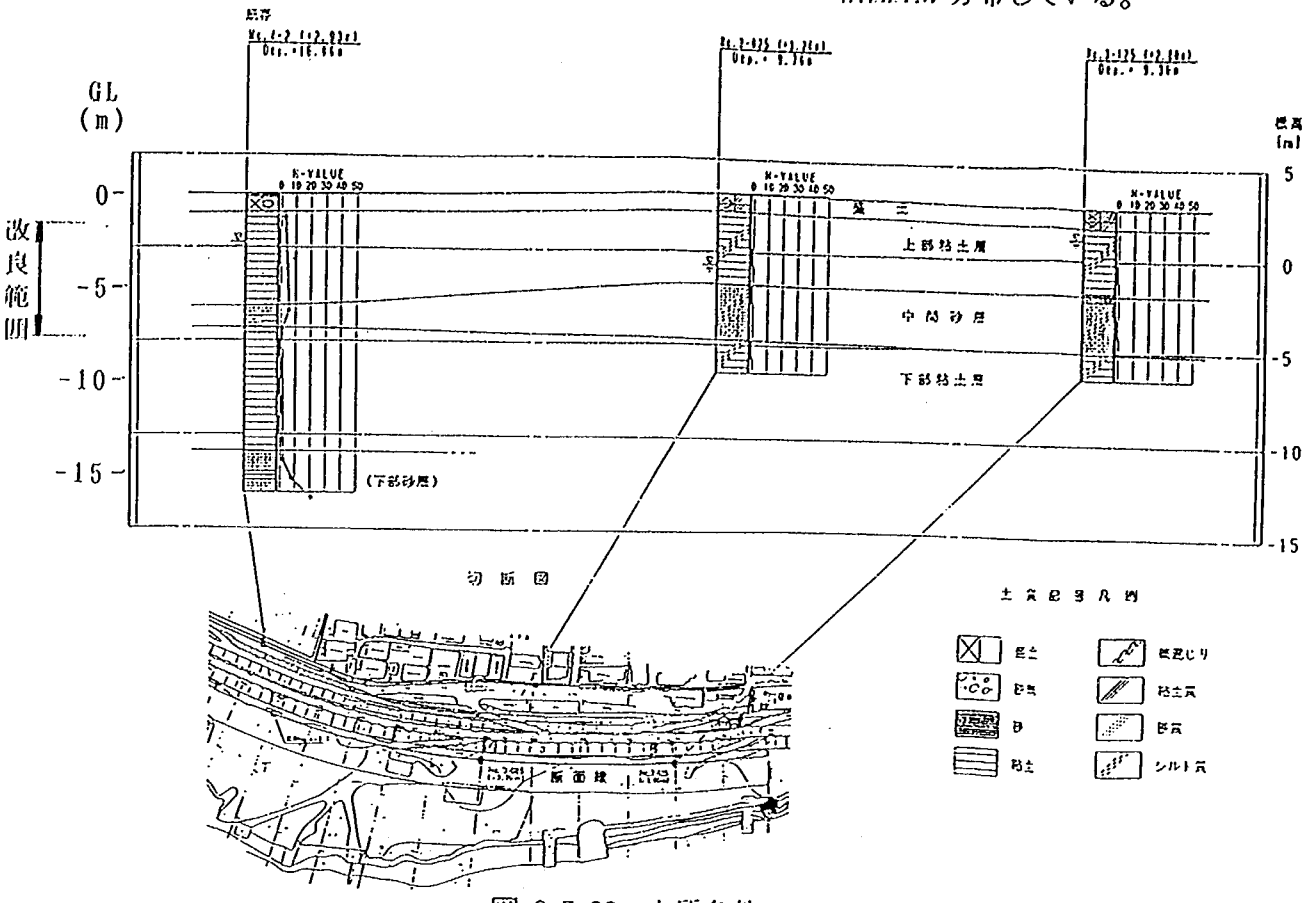


図-3.5.92 土質条件

③ 施工機械

使用した処理機は55kw×２の２軸機である。施工機械仕様を表－3.5.31に示す。

表－3.5.31 施工機械仕様

番号	機械名称	規格	単位	数量	備考
1	ベースマシン	60ｔ吊	台	1	DH-608-120
2	処理機	55kw×２台	セット	1	
3	発電機	400KVA	台	1	
4	発電機	125KVA	〃	1	
5	バックホウ	0.7m³	〃	1	
6	ミキシングプラント	20m³/Hr	〃	1	
7	セメントサイロ	30ｔ	〃	1	
8	水槽	20m³	〃	3	
9	グラウトポンプ	200l/min	〃	2	
10	施工管理装置		式	1	

④ 施工仕様

室内配合試験、試験施工の結果に基づいた格子状改良体の安定材の配合及び施工条件を表－3.5.32 に示す。

表－3.5.32 施工仕様

項目		改良対象土層（G.L.-1.7～-9.5m）
配合	セメント（kg/m³）	100
	水セメント比（%）	100
施工条件	スラリー吐出方法	貫入吐出
	改良深度（m）	GL-9.5m
	貫入速度（m/min）	1.0
	引抜速度（m/min）	1.0

⑤ 施工結果

改良後のチェックボーリングの結果を表－3.5.33に示す。

表－3.5.33 一軸圧縮強さ qu に関する基本統計量

地層	上層（粘性土）	中間層（砂質土）	下層（粘性土）
	GL-1.7～-4.7m	GL-4.7～-7.9m	GL-7.9m～-9.5m
個数 n	27	27	16
平均値 qu (kgf/cm²)	15.36	24.50	17.21
標準偏差 σ (kgf/cm²)	5.56	5.24	6.64
変動係数 S(=σ/qu)	0.36	0.21	0.39

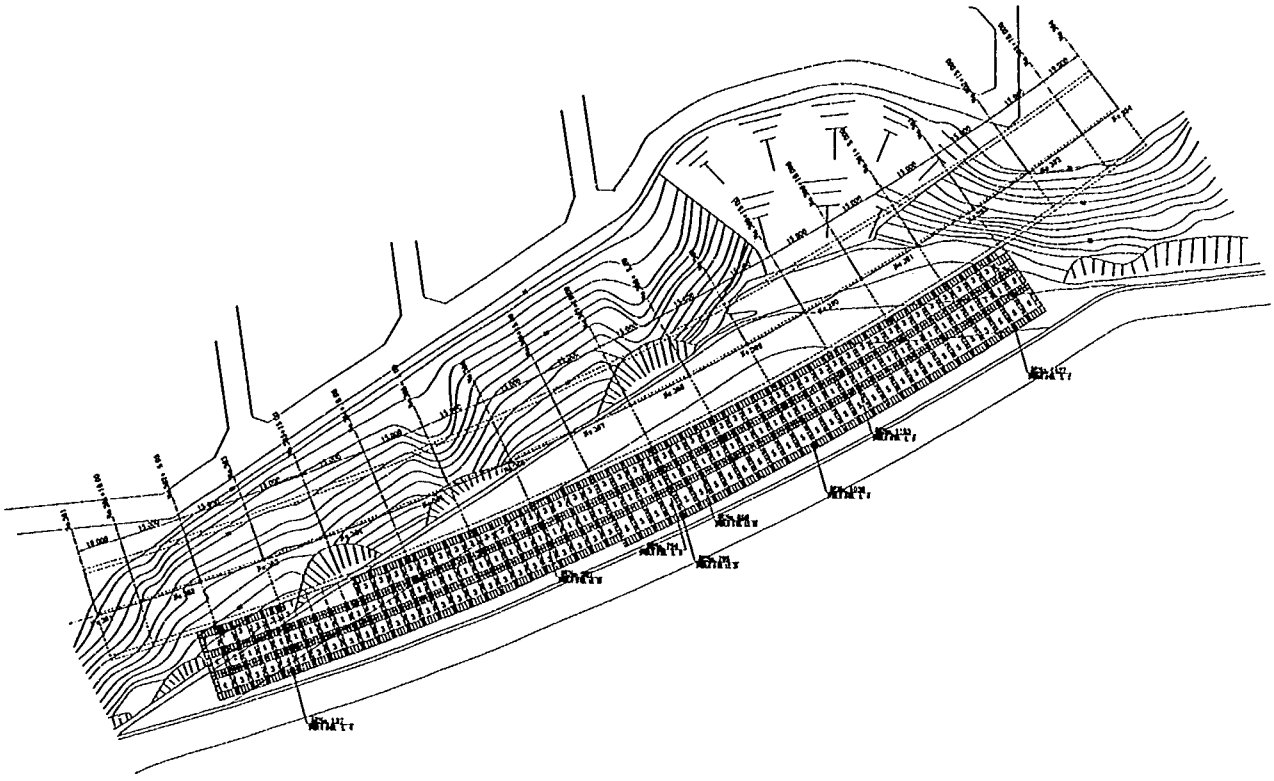
（竹中土木）

7) 施工事例－7（下荒川地区道路改良工事）

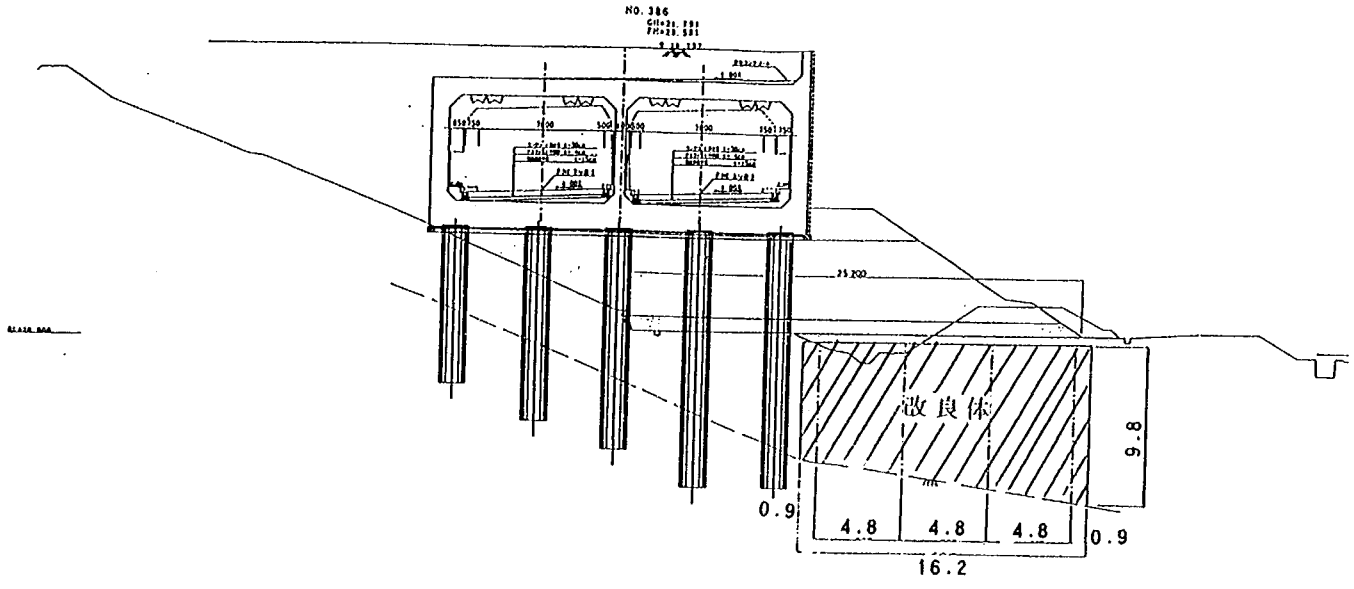
① 概要

本改良工事は、道路ボックスカルバート基礎の液状化対策として、深層混合処理工法が採用されたものである。改良長はL=1.5～14.5m(平均9.2m)であり、道路の液状化対策としては、深層混合処理工法による格子状改良が初めて採用された。

全体平面図を図－3.5.93に、改良断面図を図－3.5.94に示す。



図－3.5.93 全体平面図

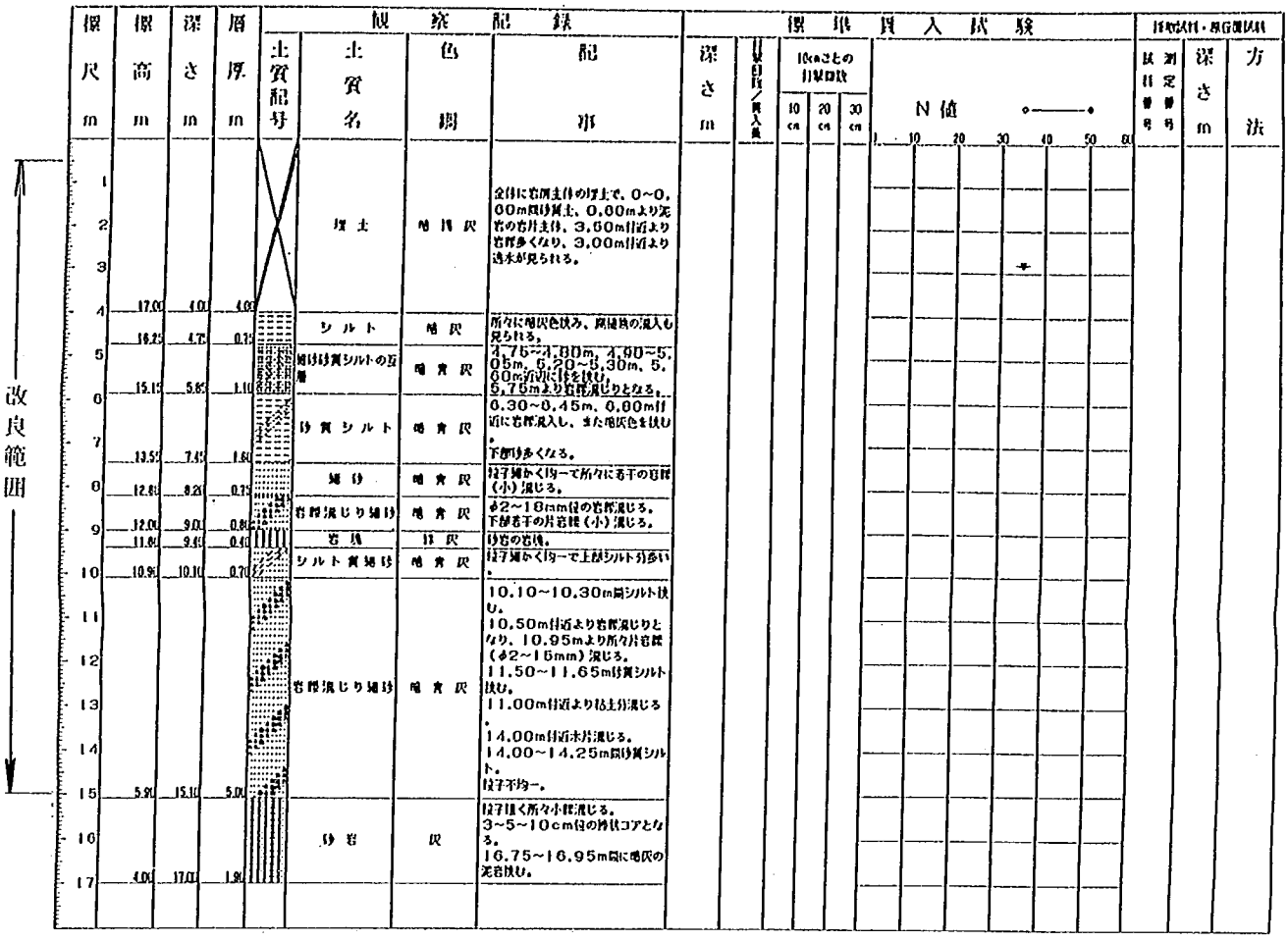


図－3.5.94 改良断面図

② 土質条件

地盤としては、G.L.-4m程度までは盛土層（砂礫）、G.L.-4mm～-4.75mはシルト層、G.L.-4.75m～-15.1mはシルト混じり細砂（礫を含む）、それ以深　は基岩（砂岩層）であった。

図--3.5.95に地質柱状図を示す



図—3.5.95　地質柱状図

③ 施工機械

使用した処理機は55kw×２の２軸機である。施工機械仕様を表－3.5.34に示す。

表－3.5.34　施工機械仕様

番号	機械名称	規格	単位	数量	備考
1	ベースマシン	40 t 吊	台	2	
2	処理機	55kw×２台	セット	2	
3	発電機	300 KVA	台	2	
4	発電機	125 KVA	〃	2	
5	バックホウ	0.6 m^3	〃	2	
6	ミキシングプラント	20 m^3/Hr	〃	2	
7	セメントサイロ	30 t	〃	2	
8	水槽	10 m^3	〃	2	
9	グラウトポンプ	220 l/min	〃	4	
10	施工管理装置		式	2	深度等

④ 施工仕様

室内配合試験、試験施工の結果に基づいた格子状改良体の安定材の配合及び施工条件を表－3.5.35に示す。

表－3.5.35　施工仕様

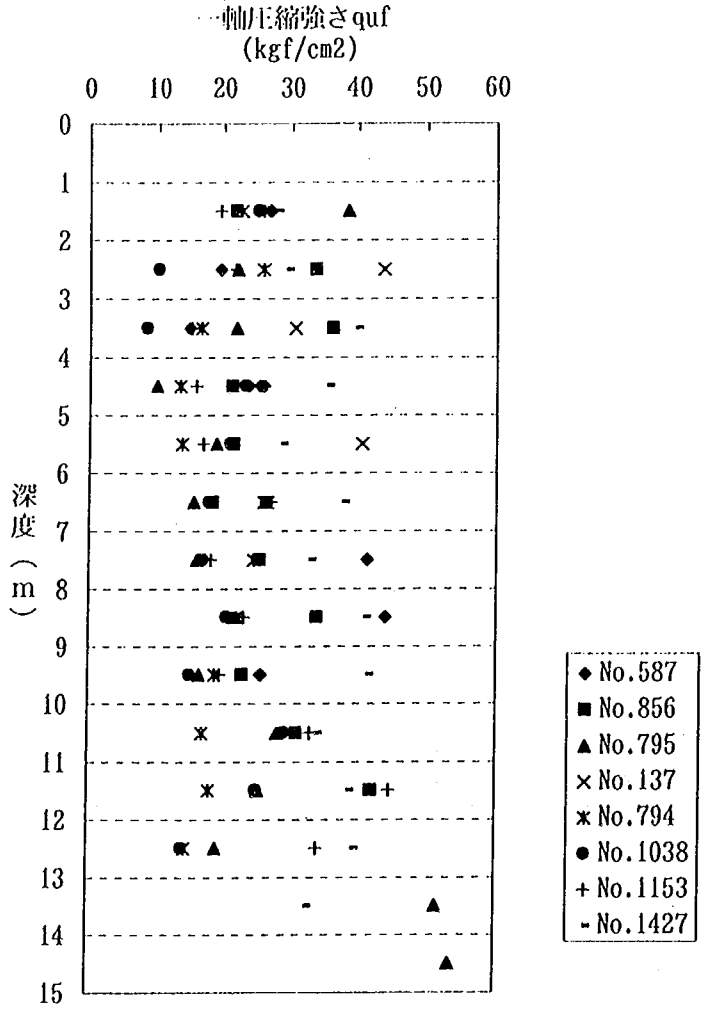
項目		改良対象土層（G.L.-0.5～-15.0m）
配合	セメント（kg/m^3）	150
	水セメント比（%）	100
施工条件	スラリー吐出方法	貫入吐出
	改良深度（m）	GL－2～－15m
	貫入速度（m/min）	1.0
	引抜速度（m/min）	1.0

⑤ 施工結果

改良後のチェックボーリングの結果を表−3.5.36及び図−3.5.96に示す。

表−3.5.36 一軸圧縮強さｑｕｆ に関する基本統計量

個 数 n	平 均 値 ｑｕｆ(kgf/cm²)	標準偏差 σ(kgf/cm²)	変動係数 S(=σ/ｑｕｆ)
89	25.92	7.77	0.30



図−3.5.96 深度と一軸圧縮強さqufの関係

(竹中土木)

3.5.3 まとめと残された課題

(1) まとめ

1) 設計法に関して

① 改良地盤の慣性力用震度を低減した。

② 盛土構造物と線状・面状構造物に関する設計法に改良を加えた。代表的な項目は以下のとおりである。

・大規模地震対応

・主働側の改良地盤側面に作用するせん断応力（粘性土の場合）の考慮

・改良形式に両脇＋直下改良方式、直下改良方式を追加し、内的安定検討方法を追加

③ 地中構造物における「ばねモデル」と「ヒンジモデル」の比較検討を実施した結果、計算値は両者ともほぼ同一となった。

④ Newmarkの方法による滑動量の推定に関する検討を実施した結果、大規模地震における改良地盤の変位量推定の一つの手法としての適用の可能性はあることが分かった。

2) 施工法に関して

① 砂質改良土に関する4編の文献調査の結果、現場強度と室内強度の比は粘性土の場合に比べて大きい事例もあることが分かった。

② 改良体のラップ部に関する調査の結果、以下の事項が分かった。

・密着性はほぼ確保されていること。

・強度も一般部とほぼ同等であるが、設計では多少の割引をした方が良いこと。

③ 液状化対策の効果に関する調査の結果、格子状改良によって内部の地盤で間隙水圧の上昇が抑制されていることが分かった。

④ 最近の施工事例を7事例まとめた。

(2) 残された課題

1) 設計法に関して

より合理的な設計法を目指すために詰めなければならない項目を以下に列記する。

① 上載荷重の取扱い

② 盛土に作用する慣性力の考え方

③ 大規模地震時の盛土の変形量の推定

④ 改良地盤に作用する慣性力および土水圧値の位相差等の時系列的な外力の評価

2) 施工法に関して

より合理的な施工法を確立するために実施しなければならない項目を以下に列記する。

① 砂質改良土に関する文献の収集と分析

② 砂質地盤改良に関する工事報告の収集と施工の視点からの分析

③ 開発課題の抽出

（竹中土木）

3.6 鋼材を用いた対策工法の設計・施工法の検討

3.6.1 研究概要

盛土構造物および地中構造物の液状化対策工法としての鋼矢板締切り工法について、振動台模型実験や遠心模型実験、全応力解析を実施し、対策効果および設計法に関する検討を行ってきている[8),9),10),21)]。ここでは、これらに引き続いて以下の検討を行ったので報告する。

(1) 実大の盛土に対する対策効果の評価に関しては、阪神大震災以降、様々な研究が行われその精度が向上してきているものの、まだ確立されたものがないのが現状である。その中で、これまでに遠心模型実験や全応力解析手法を用いてその評価を試みてきているが[9),10),21)]、ここでは、さらに東畑らが提案したポテンシャルエネルギー理論に基づく地盤の永久変形解析手法[1),2),3)]を用いて鋼矢板による盛土の液状化対策工法の効果に関する検討を試みた。

(2) 共同溝の液状化対策に用いる鋼矢板の設計法については、これまでの検討から、構造物と両側矢板が一体となって挙動すると考えた静的な骨組みモデル[8),9),10),11)]によって、液状化後も加振が継続した後の最終変形状態を比較的簡便に評価できることが明らかになってきている。ここでは、既往の実験結果を用いて上記計算モデルの妥当性検証に関するデータを蓄積するとともに、最終変形状態に至るまでの矢板の挙動の評価に関して検討を行う。

(住友金属)

3.6.2 鋼矢板を用いた盛土の液状化対策効果に対する永久変位解析法（東畑ﾓﾃﾞﾙ）を用いた検討

(1) 目的

地震により液状化した地盤の変位量を推定することは、盛土構造物の耐震設計および対策工を考える上で重要な課題である。しかしながら、変形量を予測する手法には確立されたものが無い。阪神大震災以降、その重要性が再認識され、地震による被災状況（変形）を再現する試みが各種の動的有効応力FEM解析法を用いて行われ、成果を上げてきている。しかしながら、動的有効応力FEM解析法では、各種パラメータの設定が複雑であり、また、計算時間が膨大であり、実務レベルで用いるのはかなりの労力を要する。そこで、ここでは、東畑らが提案している比較的簡易な永久変位解析法[1)]の鋼矢板を用いた盛土の液状化対策工法への適用について検討を実施した。

(2) 解析法の概要

解析は以下の2ステップで行われる。

① 最終釣り合い状態の算定

第1ステップでは液状化した地盤を完全に液体とみなして最終的な釣り合い状態、すなわち、ポテ

ンシャルエネルギーが最小値となる状態を求める。

解析的に解を求めるためにいくつかの仮定が設けられている。

1) 液状化した地盤は強度を持たない液体とみなす。ただし、残留強度をエネルギーとして考慮することが出来る。

2) 地盤の水平変位はSIN関数で近似できるものとする。非液状化層では固定とする。

3) 表層の不飽和層は水平方向に圧縮される弾性体とする。引張強度を無視した解析を行うことが出来る。

4) 矢板壁は非液状化層を固定端とする片持梁とし、液状化層には等分布荷重が作用するものとする。矢板の変形と地盤の変形は局所的には一致しないが、総流量は一致する。

② 地震継続時間に応じた変形量の算定

第2ステップでは、運動方程式を用いて所定の時間における変位量を求める。

第1ステップで求めた状態は、地震が無限に続いたときの最終状態であり、実際の地震では、地震動が止まると流動は停止し、また、液状化が起こった途端に最終的な状態まで達するわけではないことが知られている。そこで、地盤が液状化により流動する際の見かけの減衰定数を用いて、地震継続時間に応じた変形量を求める。

(3) 解析モデルおよびパラメータ

解析をおこなった基本モデルを図-3.6.1に示す。

解析は以下の点に着目して実施した。

1) 減衰定数
2) 継続時間
3) 矢板壁の有無
4) 表層の非液状化層の有無
5) 残留強度の影響
6) 変形モード

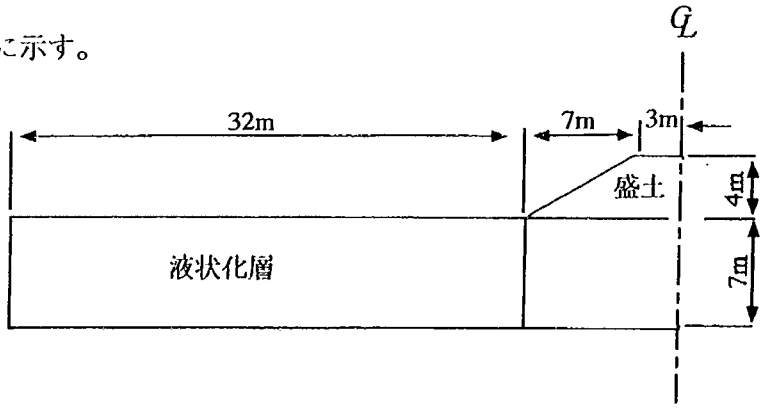


図-3.6.1 解析モデル

(4) 解析結果および考察

1) 減衰定数の違い

模型実験の結果から、液状化した途端に地盤あるいは盛土構造物が直ちに崩壊に至ることはなく、時間の経過と共に変形が進行していくことがわかっており、液状化時の地盤の変形には見かけの粘性が存在する。この粘性には、地震動の繰り返しによる変形の蓄積も含めて評価することになり、一概に地盤定数のみからは設定できない。実際の地震時の挙動から見かけの粘性に相当する減衰定数を定める試みがなされており、その結果減衰定数としては3～40程度の数値が提案されている。

表層に不飽和層（非液状化層）が無く、残留強度を考慮しないケースで、減衰定数（5、10、20）の違いによる盛土天端の沈下量の時系列変化を比較した図を図-3.6.2（無対策）および図-3.6.3（鋼矢

板Ⅳ型による対策）に示す。表-3.6.1には最終釣り合い状態における盛土天端沈下量に対する加振開始時間からの各時刻における盛土沈下量の比率を示す。

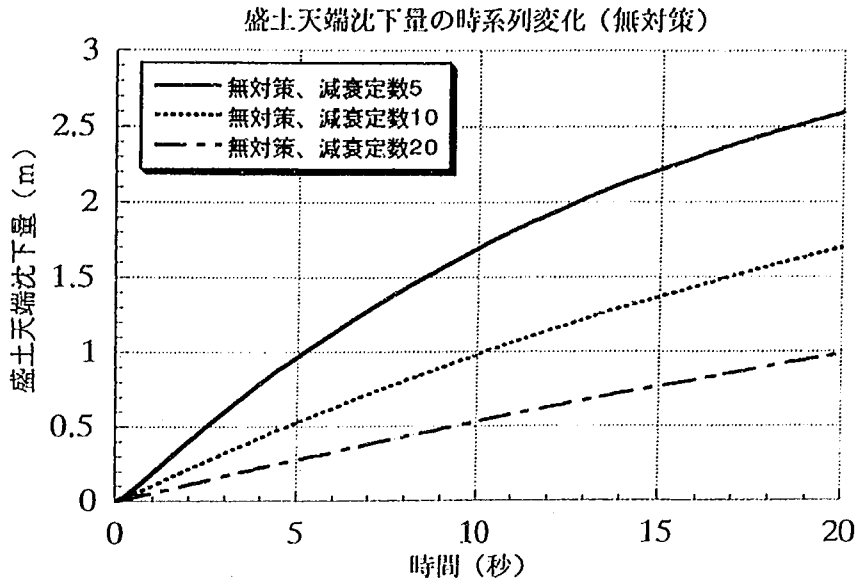


図-3.6.2　減衰定数による盛土天端沈下量の違い（無対策）

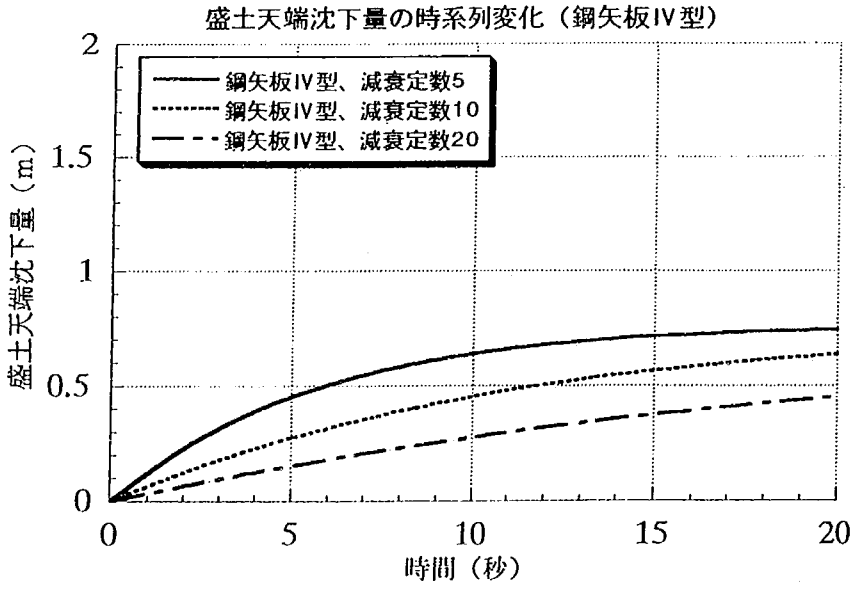


図-3.6.3　減衰定数による盛土天端沈下量の違い（鋼矢板（Ⅳ型）による対策）

表-3.6.1　最終釣り合い状態に対する比率

	無対策		鋼矢板Ⅳ型による対策	
減衰定数	10秒後	20秒後	10秒後	20秒後
5	0.481	0.724	0.744	0.958
10	0.279	0.474	0.637	0.820
20	0.151	0.275	0.451	0.582

数字は最終釣り合い状態の沈下量を1.0としたときの値

この結果より、減衰定数が5～20に変わることにより、無対策の場合は天端沈下量が約2.5倍変化し、鋼矢板による対策を行った場合は約1.6倍変化する結果となり、無対策の方が減衰定数に対して敏感である。また、減衰定数が同じ場合、同一継続時間では鋼矢板で対策を行った方が最終状態に近くなっていることがわかる。

2) 地震継続時間

表-3.6.1に示すように、継続時間が10秒から20秒に延びることにより、無対策の場合は1.5～1.8倍増加し、鋼矢板による対策を行った場合は約1.3倍に増加する結果となった。無対策の方が継続時間に対して敏感である。

3) 矢板壁の有無

図-3.6.4～図-3.6.6には各減衰状態毎の無対策と鋼矢板（Ⅳ型）による対策を行った場合との比較を示す。20秒後で比較すると、鋼矢板により対策を行うことにより、減衰定数5のときは天端沈下量が約30%に、減衰定数20のときは約45%に低減される結果となった。減衰定数が小さい方が同一継続時間では矢板壁の効果が大きい。また、減衰定数が同じ場合、鋼矢板で対策を行った方が最終状態に近づいていることがわかる。

4) 表層の非液状化層の有無

一般に、表層に存在する非液状化層は、盛土の変形を抑制する効果があるものと考えられる。非液状化層の効果を見るために、液状化層の上に、1mの非液状化層が存在する場合について解析を実施した。解析結果を図-3.6.7に示す。図より、1mの非液状化層が存在する場合に盛土天端沈下量は約40%減少し、影響が非常に大きいことがわかる。

5) 残留強度の影響

本解析においては、残留強度を評価して解析を行うことが可能である。しかし、残留強度は全ての深さで一様に100%発揮されるものとして解析されるので、残留強度を考慮する場合は、盛土全体の変形状態を考慮して平均的に発揮される値を用いる必要があり、その値を要素試験等地盤物性値から一律に設定するのは困難である。

ここでは、残留強度の盛土変形への影響度を見るために盛土下の液状化層のみに残留強度を考慮し、パラメータスタディを実施した。残留強度の値は0.2 、0.4 (tf/m²)とし、この値は盛土下の砂の非液状化時のせん断強度のそれぞれ1/20、1/10程度と考えられる。解析結果を図-3.6.8に示す。図より、盛土下の残留強度を0.2 (tf/m²)とした場合は盛土天端沈下量が約10%減少し、0.4 (tf/m²) とした場合は約20%減少した。

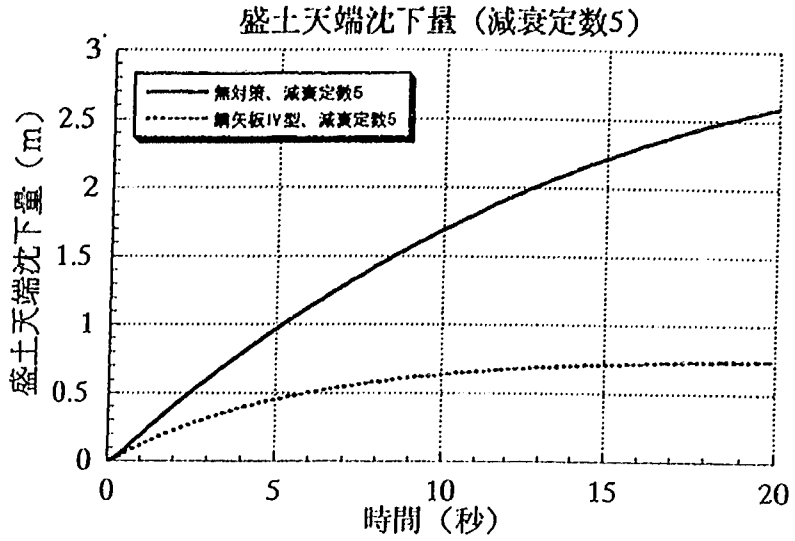


図-3.6.4　鋼矢板の有無による盛土天端沈下量の違い（減衰定数５の場合）

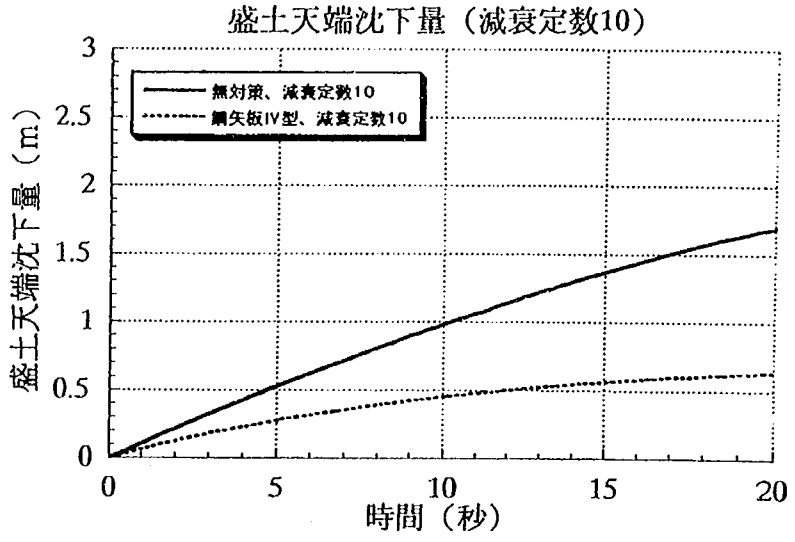


図-3.6.5　鋼矢板の有無による盛土天端沈下量の違い（減衰定数10の場合）

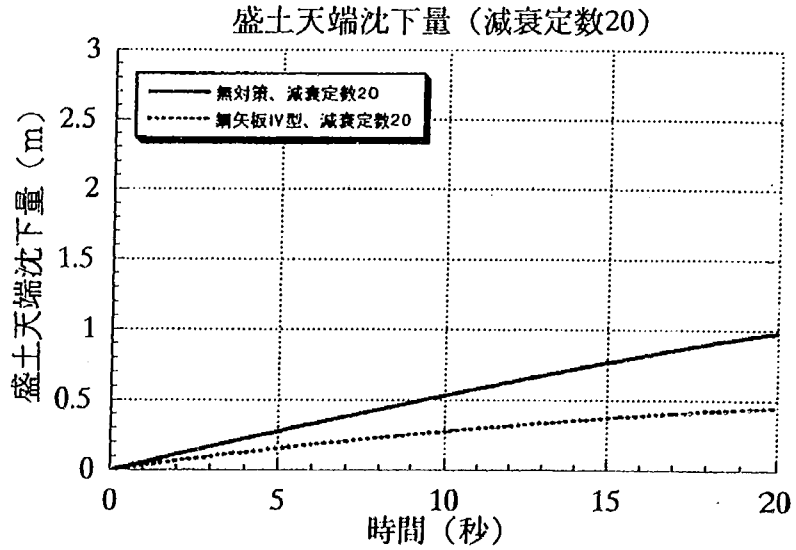


図-3.6.6　鋼矢板の有無による盛土天端沈下量の違い（減衰定数20の場合）

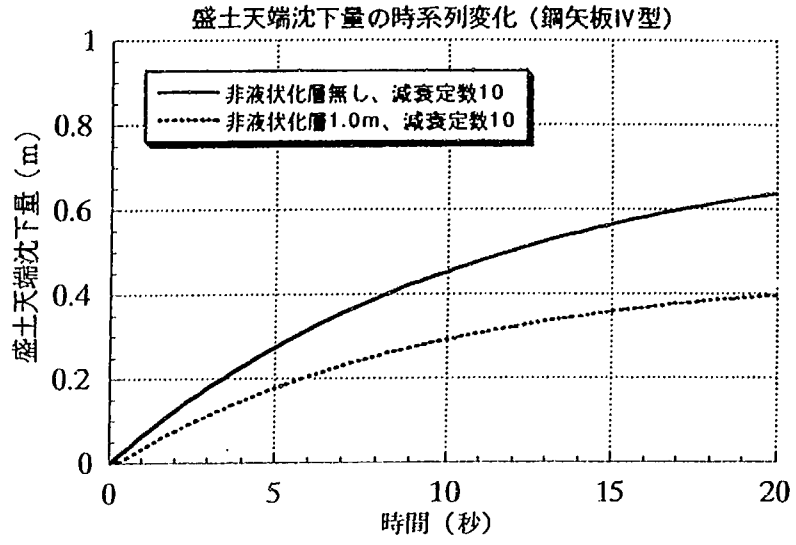


図-3.6.7　非液状化層の有無による盛土天端沈下量の違い（鋼矢板（Ⅳ型）による対策）

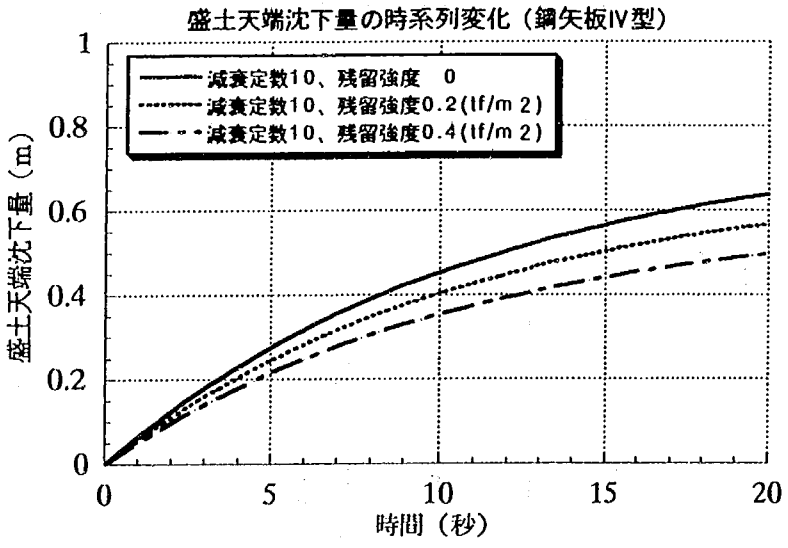


図-3.6.8　残留強度による盛土天端沈下量の違い（鋼矢板（Ⅳ型）による対策）

6) 変形モード

無対策および鋼矢板を用いた対策を行った場合の減衰定数20、継続時間20秒のときの変形図を図-3.6.9および図-3.6.10に示す。図-3.6.11および図-3.6.12は動的ＦＥＭ解析プログラム(FLIP)により解析を実施したときの変形図である。盛土法尻近辺の局所的な変形には差があるが、全体的な変形モードは再現出来ており、地盤の変形を液状化層でSINカーブと仮定しているのもほぼ妥当であると考えられる。

(新日鐵)

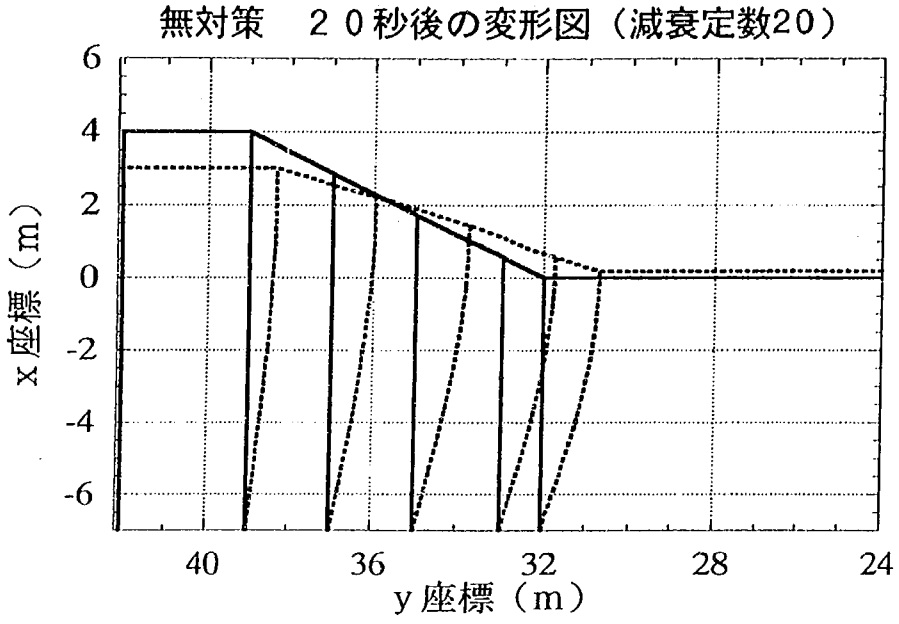


図-3.6.9　20秒後の盛土の残留変形モード（無対策）

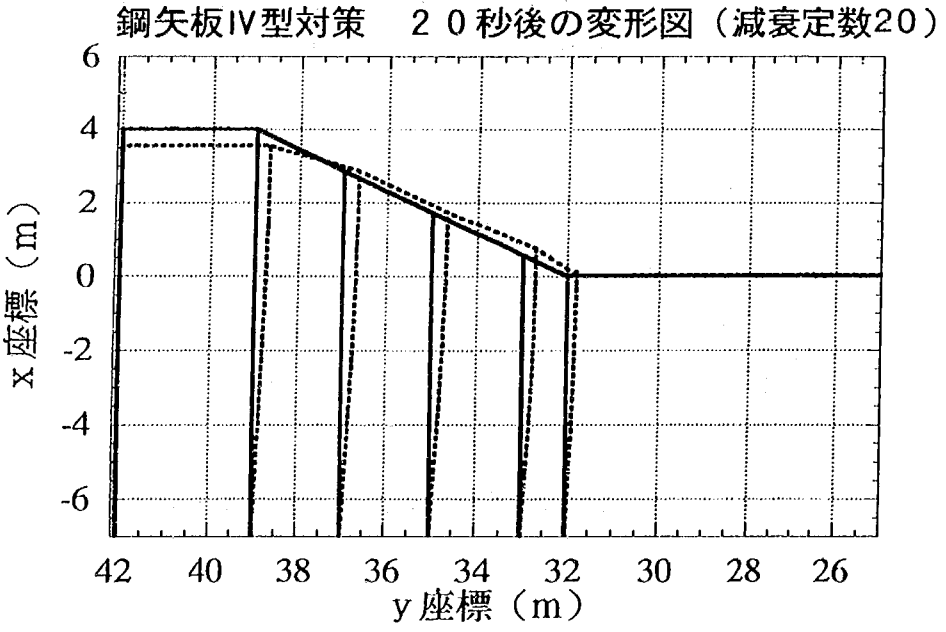


図-3.6.10　20秒後の盛土の残留変形モード（鋼矢板（Ⅳ型）による対策）

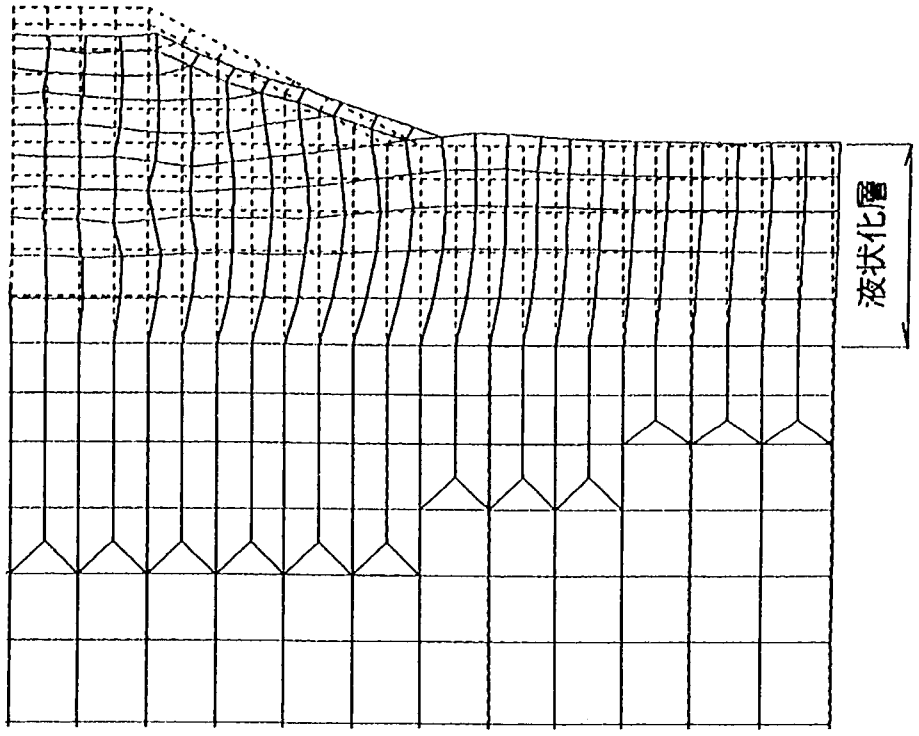


図-3.6.11　動的FEM解析による盛土の残留変形モード（無対策）

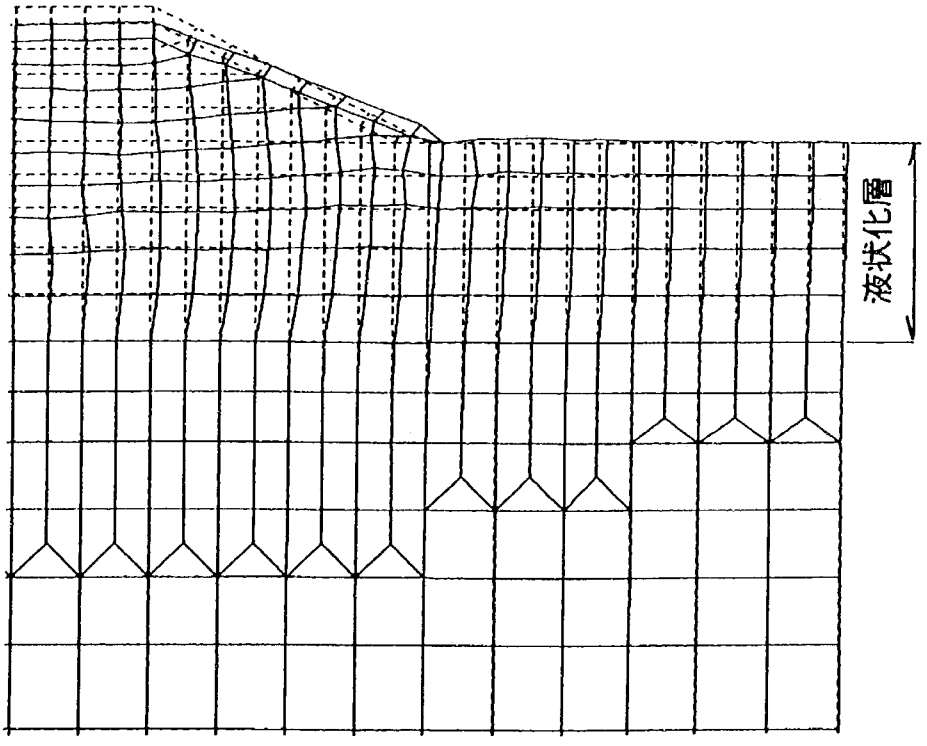


図-3.6.12　動的FEM解析による盛土の残留変形モード（鋼矢板（Ⅳ型）による対策）

参考文献

1)東畑：液状化地盤の流動抑止工法の理論的研究、第31回地盤工学研究発表会、pp1255～1266、1996年７月

2)網本、東畑、小飼：側方流動対策としての矢板の変形と土圧の推定、第31回地盤工学研究発表会、pp1191～1192、1996年７月

3)東畑：地中矢板壁による液状化地盤の流動化抑止効果、土木学会第51回年次学術講演会、pp300～301、1996年9月

4)中山、朝倉、岡田、笠原、東畑：永久変位解析法の適用例（その１）第32回地盤工学研究発表会、pp1103～1104、1997年７月

5)中山、朝倉、岡田、笠原、東畑：永久変位解析法の適用例（その２）第32回地盤工学研究発表会、pp1105～1106、1997年７月

6)R. Orense、中山、朝倉、岡田、笠原、東畑：Investigation of the Viscosity of Liquefied Ground from Observed Earthquake Damage、 第32回地盤工学研究発表会、pp1107～1108、1997年７月

7)東畑、堀越：液状化地盤における建物の沈下事例の解析、第32回地盤工学研究発表会、pp973～974、1997年７月

3.6.3 鋼材を用いた地中構造物の液状化対策工法の設計法に関する検討

(1) 概要

鋼材による地中構造物の液状化対策としては、鋼矢板壁によって構造物両側または周囲を締め切り、周辺地盤の変形、構造物直下への回り込みを抑止する鋼矢板締め切り工法が提案されている[8),9),10),11)]。また、本工法に用いる締め切り鋼矢板の設計法に関しては、両側鋼矢板と構造物をその間の地盤と等価な剛性をもつ連結部材によって連結した骨組み構造に液状化地盤中の剛な壁体に作用する荷重をもとに定式化した荷重モデルを組み合わせた構造モデルが提案されている[8),9),10),11),12)]。この骨組み構造モデルに関しては、模型振動台実験結果との比較や実規模の共同溝を対象とした試算結果等を通して妥当性に関する検討が行われているものの[8),9),10)]、検討対象ケースが限られており、今後さらに多くの実験結果との比較等を通して妥当性の検証やモデルの詳細に関する検討を実施していく必要があると考えられる。そこで、ここでは平成6年度の共同研究報告書（「液状化対策工法の開発に関する共同研究報告書」平成7年12月）に記載の振動台実験結果3)を用いて上記骨組みモデルの妥当性に関する検討を実施する。

(2) 振動台実験の概要

実験条件および方法の詳細は文献[10)]に譲ることにし、ここでは概要のみを述べることにする。

実験模型および各センサーの配置は、図-3.6.13に示すとおりである。実験ケースは、表-3.6.2に示すとおり、無対策、普通鋼矢板対策、排水機能付き鋼矢板対策の3種類に対し、液状化層厚を3種類に変化させた合計9種類である。地盤は千葉県産山砂（Gs=2.678, D50=0.38mm, Uc=3.21）を用いて作成した緩詰め層、締固め層の2層構造で、緩詰め地盤の平均的な単位体積重量は1.86gf/cm³であった。図-3.6.13は緩詰め層が55cmの場合を示しているが、緩詰め層厚を変化させる場合には、両層厚の和を90cmに固定し、締固め層厚を変化させた。矢板は土槽下端に固定された板厚1.2mmの鋼板で、排水機能付き矢板の場合は締め切り内側（構造物側）のみに面積開口率4.2%で多数の孔を配した排水部材を矢板全面に取付けており、曲げ剛性を同じにするために普通鋼矢板の場合にも同様の排水部材の孔を塞いだものを取付けている。加振は3Hzの正弦波30波で目標台加速度が150, 200, 300galの3段階加振である。

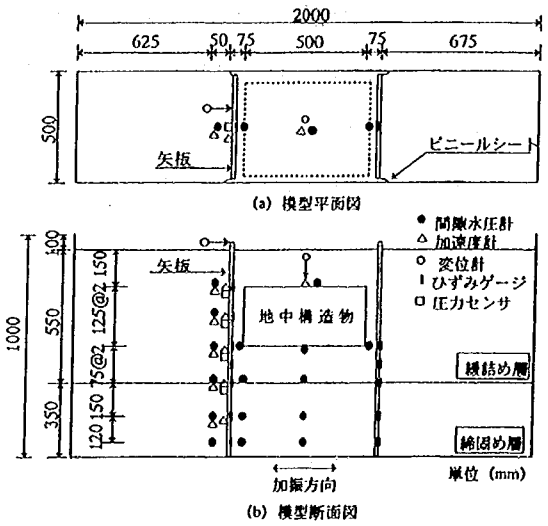


図-3.6.13 実験模型と主な計測位置

表-3.6.2 実験ケース

No.	矢板	板厚	層厚*	D_r*	加振条件
1	無対策	t1.2mm	55cm	47.6%	3Hz 正弦波 30波 150,200, 300galの3段階加振
2	無対策	t1.2mm	70cm	41.5%	
3	無対策	t1.2mm	90cm	41.5%	
4	普通矢板	t1.2mm	55cm	47.8%	
5	普通矢板	t1.2mm	70cm	52.7%	
6	普通矢板	t1.2mm	90cm	57.9%	
7	排水矢板	t1.2mm	55cm	57.3%	
8	排水矢板	t1.2mm	70cm	55.6%	
9	排水矢板	t1.2mm	90cm	57.6%	

＊層厚：緩詰め層の層厚　D_r：緩詰め層の相対密度

(3) 実験結果

実験結果の詳細および考察は文献[10]に譲ることにし、ここでは後の矢板曲げひずみ計算モデルの検討に用いる地盤の過剰間隙水圧比と矢板の曲げひずみの深さ方向分布について述べる。

締め切り内・外の矢板から5cm位置、構造物中央位置での最大矢板曲げひずみ発生時刻における地盤の過剰間隙水圧比の深さ方向分布を各実験ケース、各加振段階ごとに示したものが図-3.6.14である。

図より、普通矢板対策時には、締め切り外側・内側とも加振加速度が小さいほど、また深度が大きくなるほど過剰間隙水圧比が小さくなる傾向が見られるが、150gal加振の一部の結果を除いて多くのケースで緩詰め層は液状化に近い状態に至っていると考えられる。排水機能付き矢板対策の場合にも排水部材のない外側地盤では普通矢板と同程度の過剰間隙水圧上昇が見られる。排水部材のある締め切り内側では過剰間隙水圧抑制効果が認められ、その傾向は矢板近傍でより明確で、矢板から遠い構造物中央直下では矢板近傍に比べて過剰間隙水圧が大きくなっている。

矢板に最大曲げひずみが発生した時刻における曲げひずみの深さ方向分布を各実験ケース、各加振段階ごとに示したものが図-3.6.15である。矢板の曲げひずみには、加振の継続につれて漸増する成分（漸増成分）とその周りを振動する成分（振動成分）が見られることから[10]、図では漸増成分と振動成分に分離して示している。なお、漸増成分に関する矢板の変形は不可逆変形であることから、以前の段階の加振後の残留ひずみ値に新たに発生したひずみを累加していく形で示している。図によれば、矢板曲げひずみの漸増成分は加振を重ねるごとにしだいに大きくなっていく傾向が見られる。加振加速度の増加につれて振動成分も大きくなる傾向は見られるが、それほど敏感ではないようである。また、排水機能付き鋼材のケースでは200gal加振までは普通矢板に比べ矢板ひずみが小さくなる傾向が見られるが、３段階目の300gal加振ではほぼ同程度のひずみが発生している。

(4) 設計計算モデルに関する検討

1) 骨組み構造モデル

矢板の曲げひずみ計算のための骨組み構造モデルを図-3.6.16に示す[8),9),10),11),12)]。図-3.6.16の計算モデル（a）、（b）は両側鋼矢板と構造物をその間の地盤と等価な剛性をもつ連結部材によって連結した骨組み構造は共通で、載荷重が異なっている。これは、これまでの実験結果によれば、矢板曲げひずみの漸増成分は過剰間隙水圧上昇に依存した水平圧の増加に、振動成分は加振に対する矢板壁および周辺地盤の応答に依存し、発生機構が異なると考えられることから[10]、２つの成分に分けて見ることにしたためである。以下、今回矢板曲げひずみの計算に用いた骨組み構造、荷重モデル、地盤バネモデルに関して説明する。

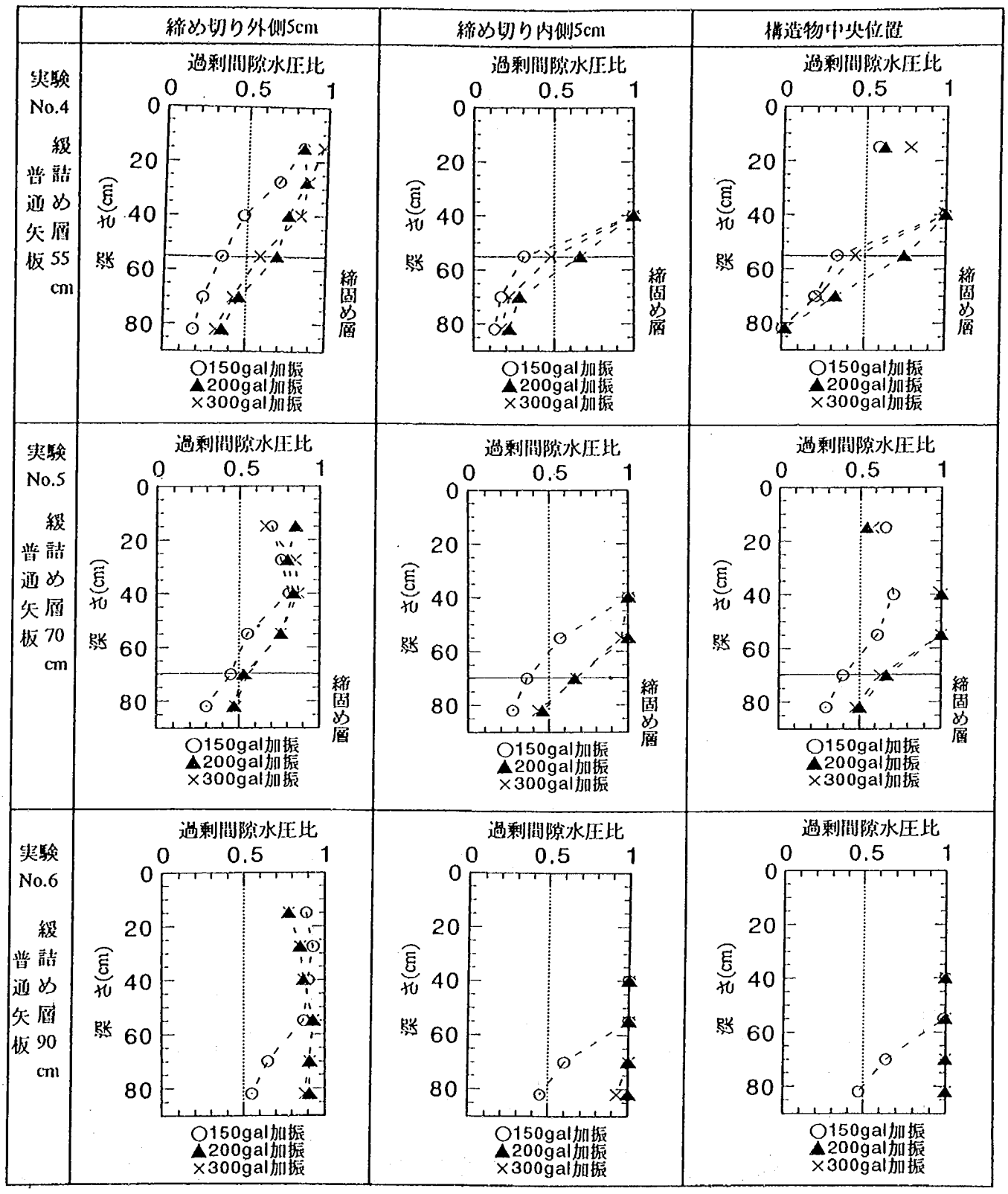


図-3.6.14(a)　矢板に最大曲げひずみが発生した時刻における過剰間隙水圧比の深さ方向分布

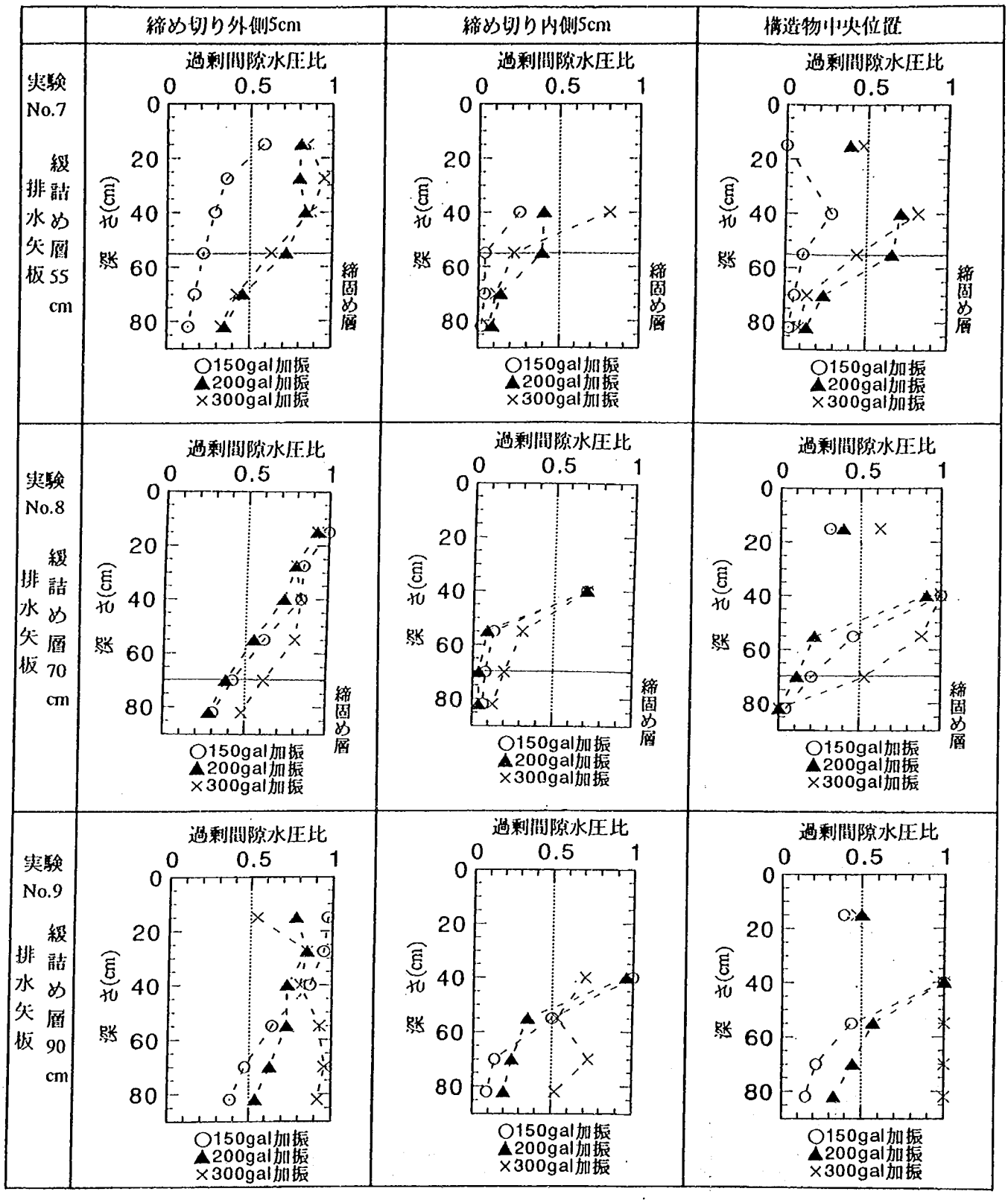
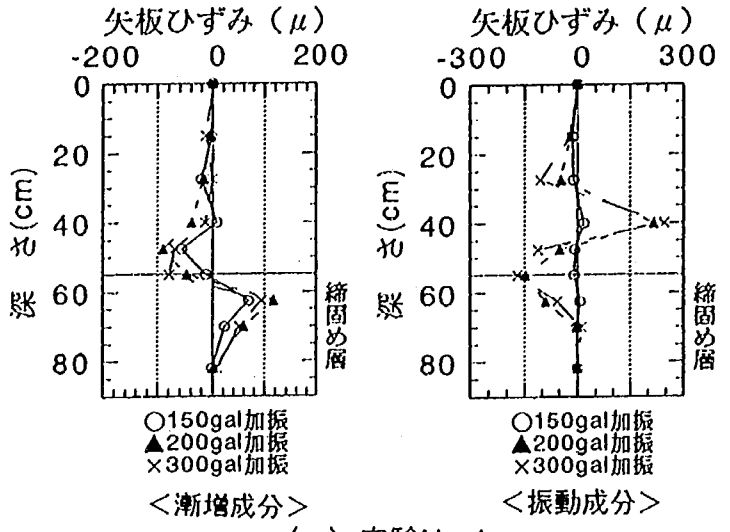
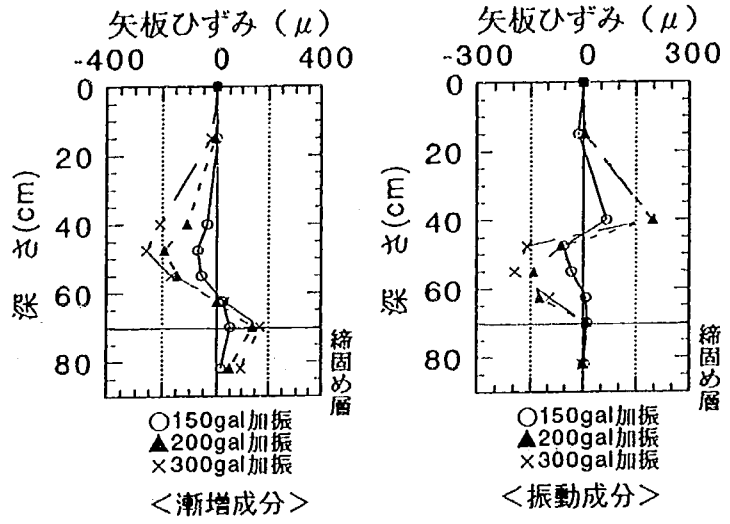


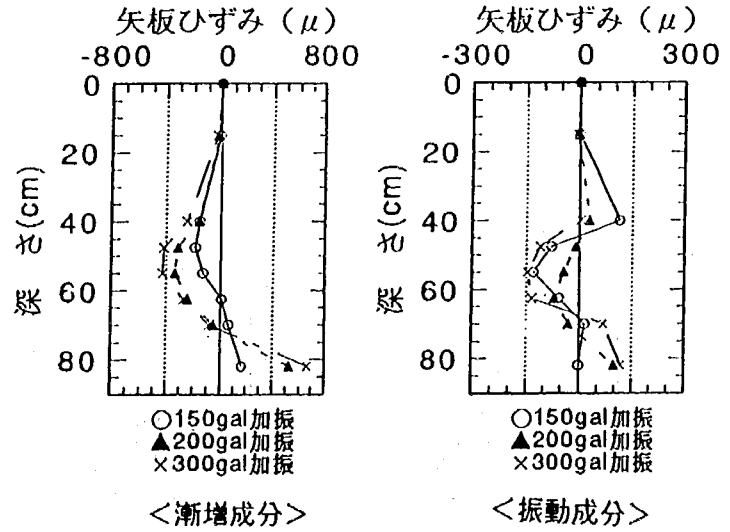
図-3.6.14(b)　矢板に最大曲げひずみが発生した時刻における過剰間隙水圧比の深さ方向分布



（a）実験No.4

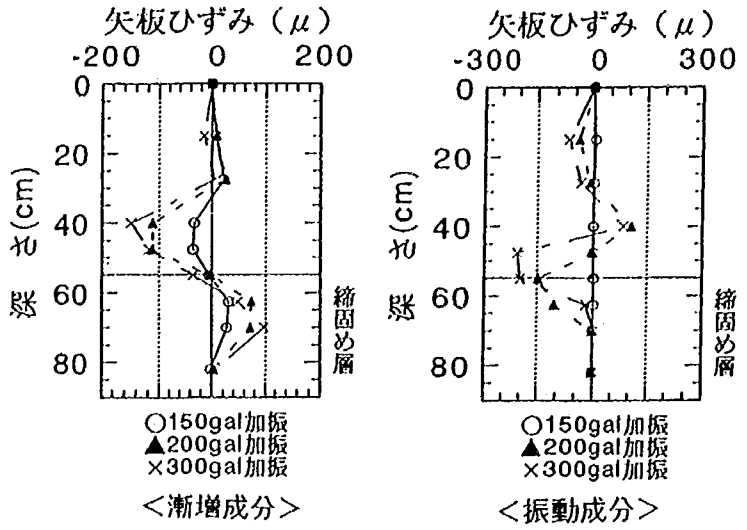


（b）実験No.5

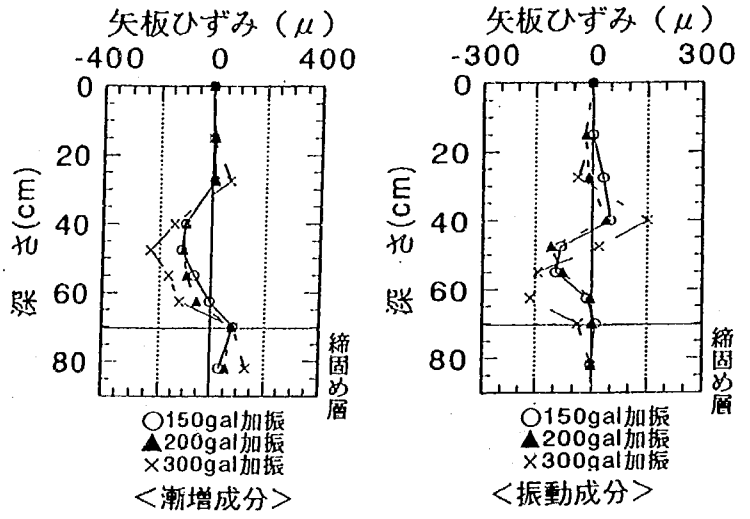


（c）実験No.6

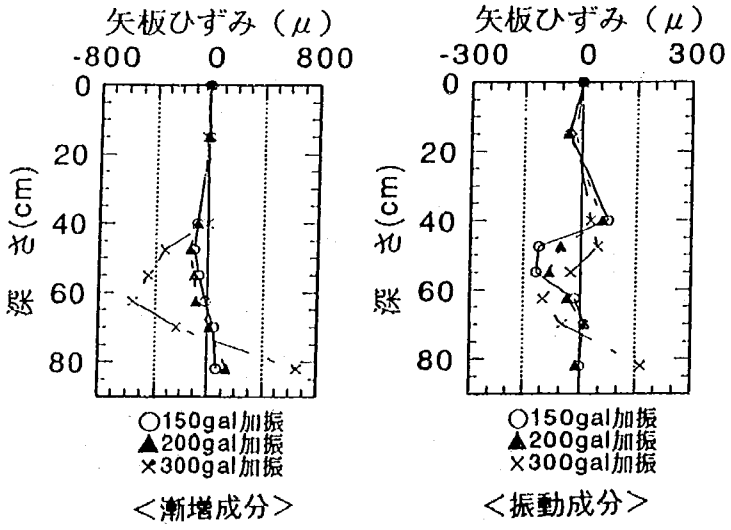
図-3.6.15(a)　最大値発生時刻における矢板曲げひずみの深さ方向分布



（d）実験No.7

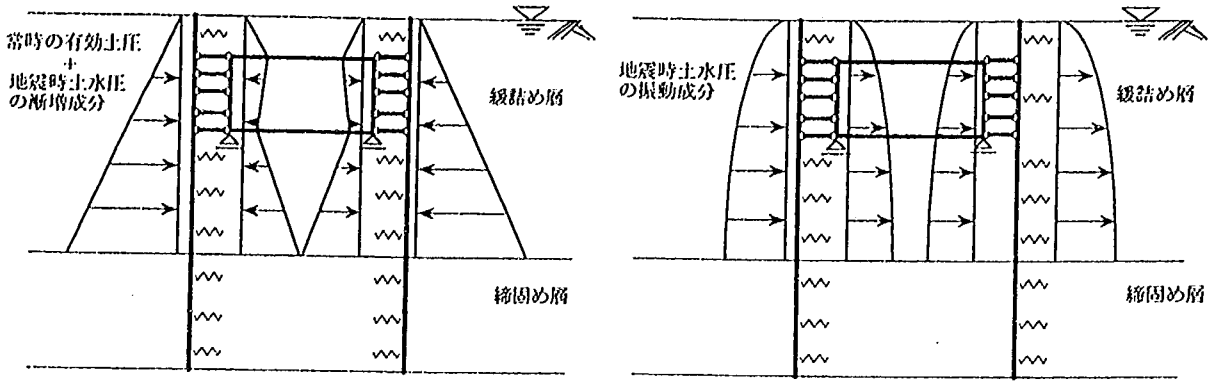


（e）実験No.8



（f）実験No.9

図-3.6.15(b)　最大値発生時刻における矢板曲げひずみの深さ方向分布



(a)漸増成分モデル　　(b)振動成分モデル

図-3.6.16　骨組み構造モデル

① 骨組み構造について

矢板は模型と同じ断面諸元をもつ梁で、構造物は十分に剛であるとしてモデル化した。矢板－構造物間の地盤は等価な軸方向の剛性をもつ５本の連結部材で置き換えた。その際の矢板-構造物間地盤の剛性としては、実験ではその間の距離が非常に小さいことから地盤のせん断変形が拘束されると考え、加振前の水平地盤部の地盤反力係数値から推定した。また、計算上の構造系の安定性を確保するために、地中構造物下面の両端２点に水平ローラー支点を設けて計算を行った。なお、これは構造物の回転変位を拘束していることに相当するが、構造物の回転挙動を考慮する場合には構造物下面中央での１点水平ローラ支点や地盤バネ支持としての計算などが考えられる。

② 荷重モデル

a. 漸増成分

矢板曲げひずみの漸増成分に対応する荷重として、ここでは以下の式(1)に示す常時の有効土圧と式(2)に示す地震時土水圧の漸増成分を考える[8),9),11),12),13)]。式(2)中の過剰間隙水圧には図-3.6.14に示す実験計測値を用いる。また、式(1)、(2)中の静止土圧係数はK_0=0.5とした。

なお、常時の有効土圧に関しては、加振・液状化に関係なく常時の状態で既に作用している荷重であるが、過剰間隙水圧の上昇に伴う地盤の軟化によって、この荷重によっても矢板の変形の進行が考えられるため考慮している。また、静水圧は矢板両側で等しいとしてここでは考慮しないことにした。

$$\sigma_h' = K_0 \cdot \sigma_{v0}' \qquad \cdots\cdots\cdots (3.6.1)$$

$$\Delta\sigma_h' = (1 - K_0) \cdot \Delta u \qquad \cdots\cdots\cdots (3.6.2)$$

ここで、$\Delta\sigma_h'$：地震時土圧の漸増成分

K_0：静止土圧係数

σ_{v0}' ：初期有効上載圧

R_u：過剰間隙水圧比

Δu ：過剰間隙水圧

b. 振動成分

矢板曲げひずみの振動成分に対応する荷重として、以下の式(3.6.3)に示すWestergaardの動水圧式の拡張式によって算定される地震時土水圧の振動成分を考える[8),9),11),12),13)]。式中の加速度αに関しては、各深度の矢板の応答加速度と相関があることが報告されているが[9)]、ここでは、深度によらず振動台の加振加速度に対応する値を用いる。この方法は矢板を剛体と仮定していることに対応し、より安全側の評価を与えるものと考えられる[9)]。式中の過剰間隙水圧比には図-3.6.14に示す実験計測値を用いる。

また、締め切り内側の地震時土水圧の振動成分に関しては、図-3.6.17に示す方法で締め切り幅による影響を考慮して低減係数μを乗じた値を用いる[15)]。

$$P_w = (7/8) \cdot (\alpha/g) \cdot (1+R_u \cdot \gamma') \cdot \sqrt{(H \cdot z)} \quad \cdots\cdots (3.6.3)$$

ここで、P_w：地震時土水圧の振動成分

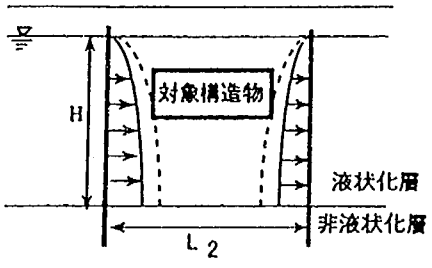
α ：振動台加速度

g：重力加速度

H：液状化層厚

z：着目点の深さ

γ'：土の有効単位体積重量



$$\mu = \begin{cases} 1.0 & (L_2/H \geqq 1.5) \\ L_2/(1.5H) & (L_2/H < 1.5) \end{cases}$$

ここに、H：地震時土水圧の振動成分を考慮する層の厚さ

L_2：締め切り幅

図-3.6.17 締め切り内側の地震時土水圧の振動成分の低減

③ 地盤バネモデル

液状化地盤中の水平地盤反力係数に関しては、従来より、様々な方法で実験的研究が行われてきているが[15),16),17),18),19),20),21)]、液状化の発生方式、載荷条件、拘束圧、地盤の物性、着目変位量等の実験手法やデータ整理手法によって得られる結果に相違が見られる。したがって、現段階では本質的な意味で適切な液状化時の地盤反力係数を評価するのは難しいが、今回の計算では、同じ土槽、砂を

用いて作成した地盤に対し、加振後に模型杭（φ22mmポリカーボネート製）を静的に水平載荷することによって求めた図-3.6.18に示す過剰間隙水圧比～水平地盤反力係数比関係[22]を用いた。緩詰め層、締固め層ともに、図-3.6.14に示す過剰間隙水圧の実測値を用いて加振前の状態での値を低減することによって水平地盤反力係数を算定する。なお、加振前の状態での水平地盤反力係数には、別途、同様に作成した地盤と模型矢板を用いて実施した静的な水平載荷試験から決定した値を用い、今回は深さによらず一定とした。

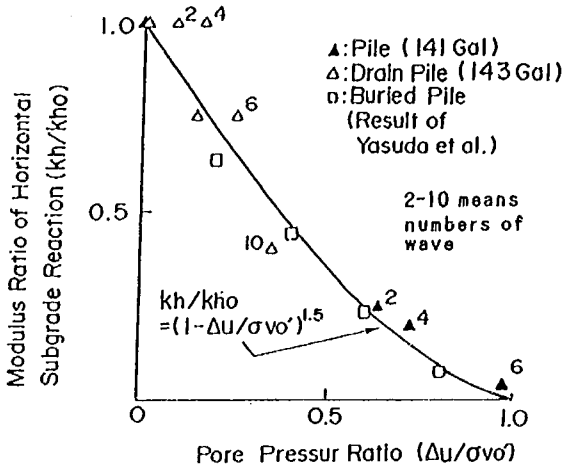


図-3.6.18　過剰間隙水圧比～地盤反力係数比関係

2)　矢板曲げひずみの計算結果と実験結果の比較

矢板の曲げひずみの計算結果を図-3.6.19に示す。図中には、地盤反力係数をゼロとした場合の計算値、および、最大値発生時刻における矢板の曲げひずみの実験値も示してある。なお、実験値に関しては左右両側矢板での計測値を示しており（ひずみの漸増成分は両側の矢板で符号が逆であるが、ここでは同符号にして示している）、200gal、300gal加振に対する漸増成分は、図-3.6.15と同様に加振ごとにひずみを累加していく形で示している。図-3.6.19より以下のことがわかる。

①　矢板曲げひずみの漸増成分に対する計算結果のうち普通矢板のケースでは、計算結果が実験値と非常によく対応している。また、実験値は加振を重ねるに従い増加し、地盤反力係数をゼロとした計算結果に収束していく傾向が見られる。一方、排水機能付き矢板のケースでは、加振加速度の小さいところでは実験結果とよく対応しているが、加振が大きくなるにしたがい（加振を繰り返すにつれて）実験結果より小さい値を与える傾向が強くなり、300gal加振では普通矢板と同様地盤反力係数をゼロとした計算結果が実験値とよく対応している。これは、締め切り内側地盤が必ずしも完全液状化に至っていなくとも加振の繰り返しによって矢板の変形が徐々に進行し、やがて締め切り内外の荷重差を矢板の曲げ剛性で支える状態、すなわち地盤反力がゼロの状態に至る可能性があることを示唆している。これより、矢板の変形のうち漸増成分に対して地盤からの抵抗を地盤反力係数で表現する際には過剰間隙水圧のみの関数ではなく、繰り返し波数の影響も考慮した評価が必要になる可能性も考えられる。

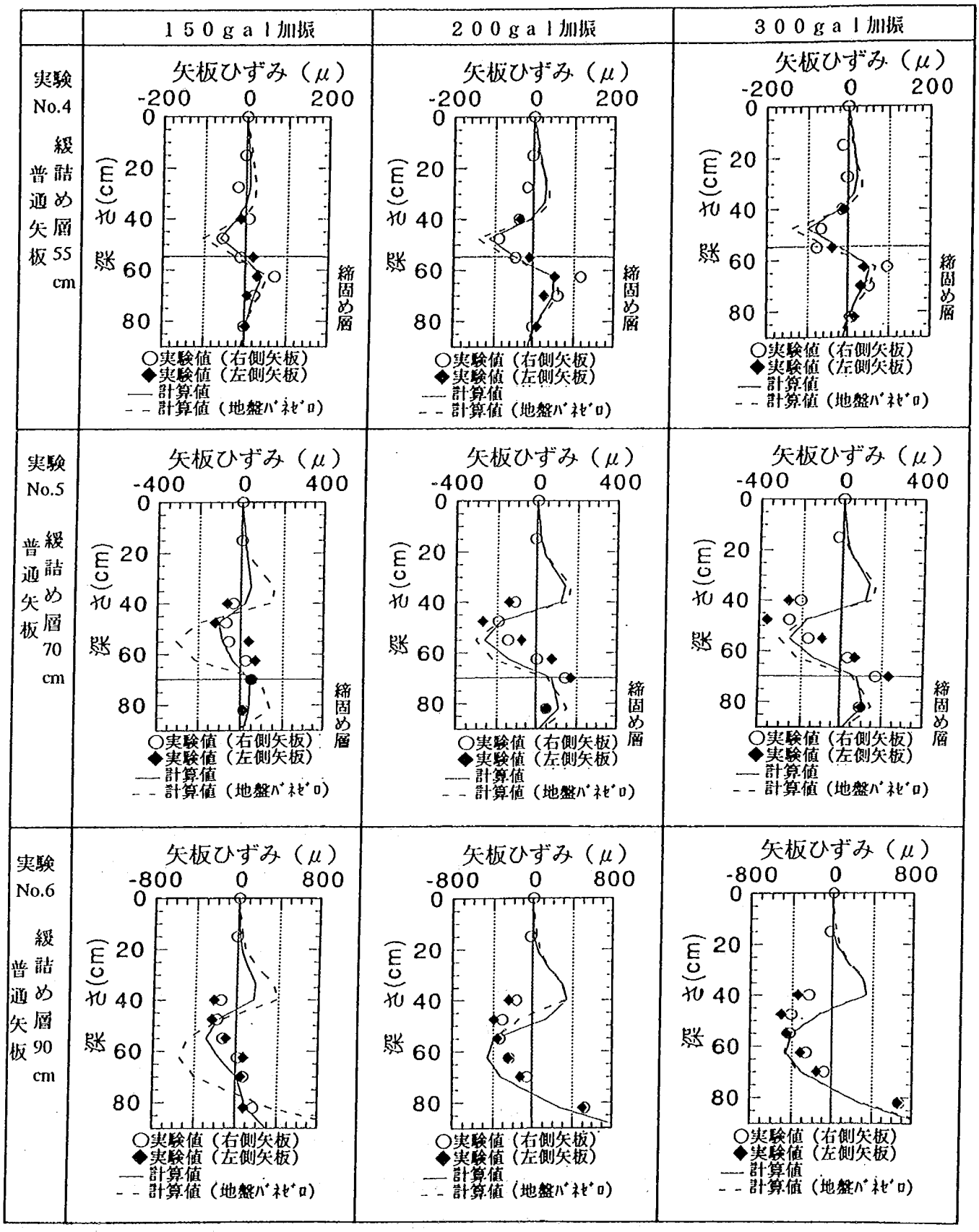


図-3.6.19(a)　矢板曲げひずみの計算結果と実験結果の比較

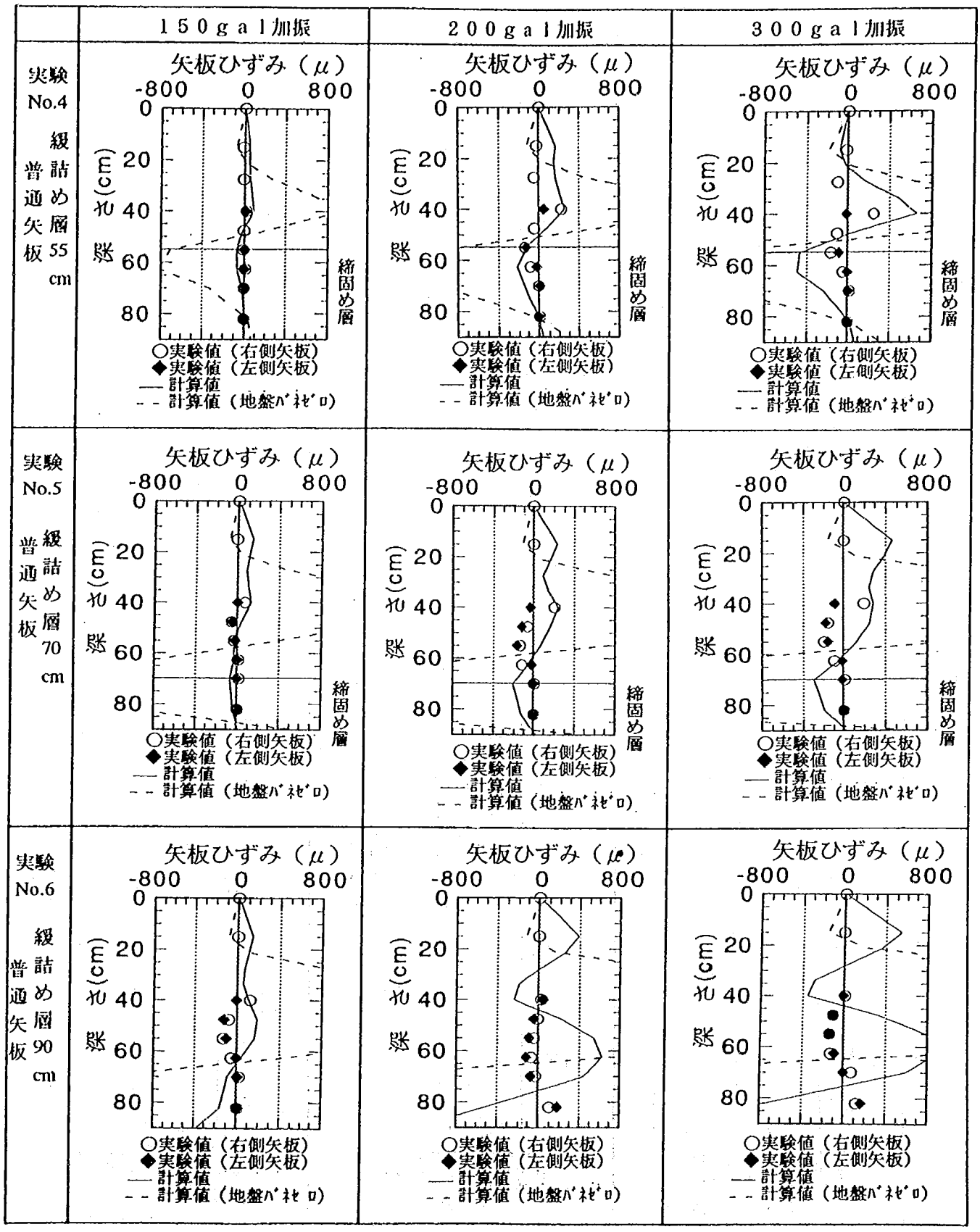


図-3.6.19(b)　矢板曲げひずみの計算結果と実験結果の比較

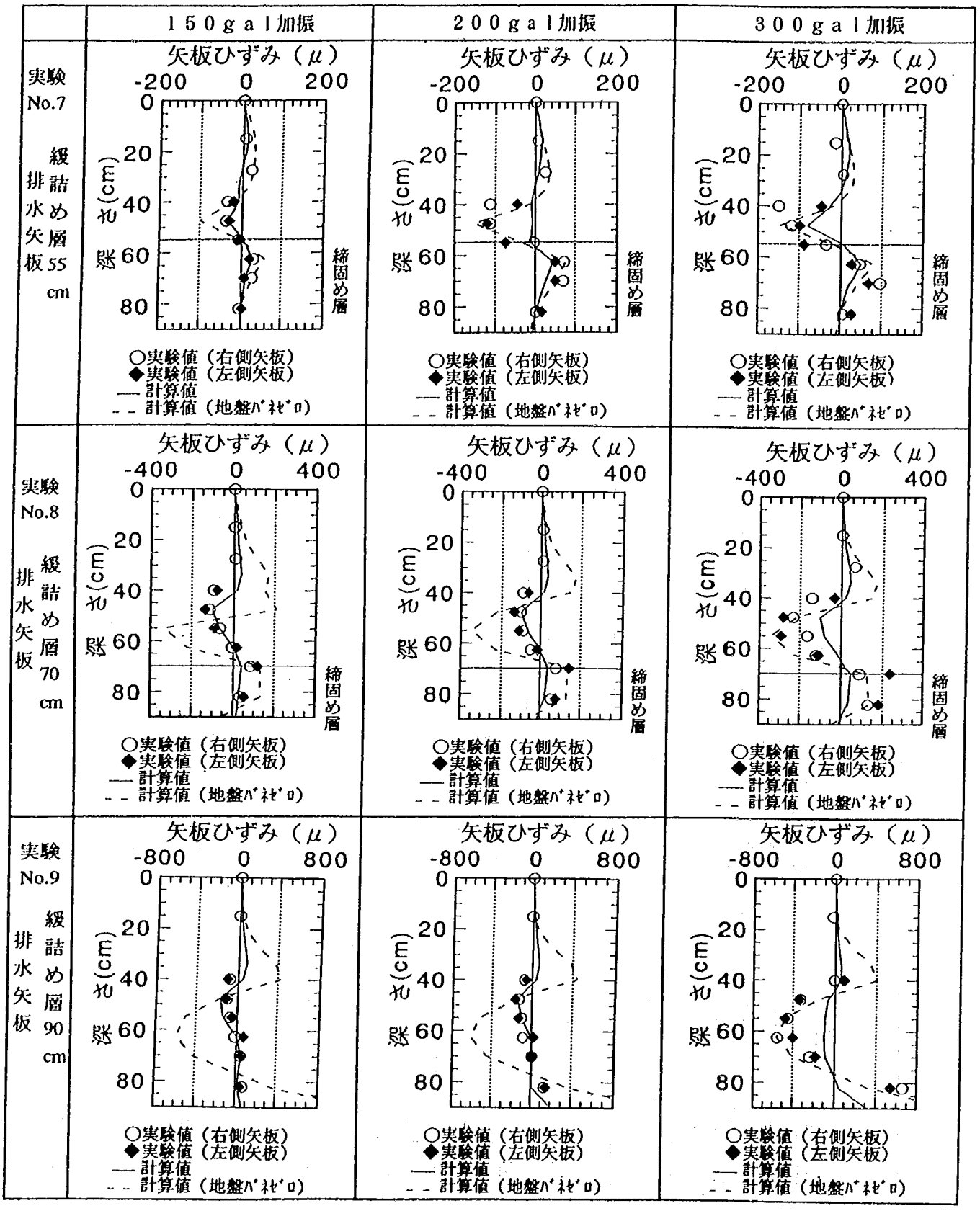


図-3.6.19(c)　矢板曲げひずみの計算結果と実験結果の比較

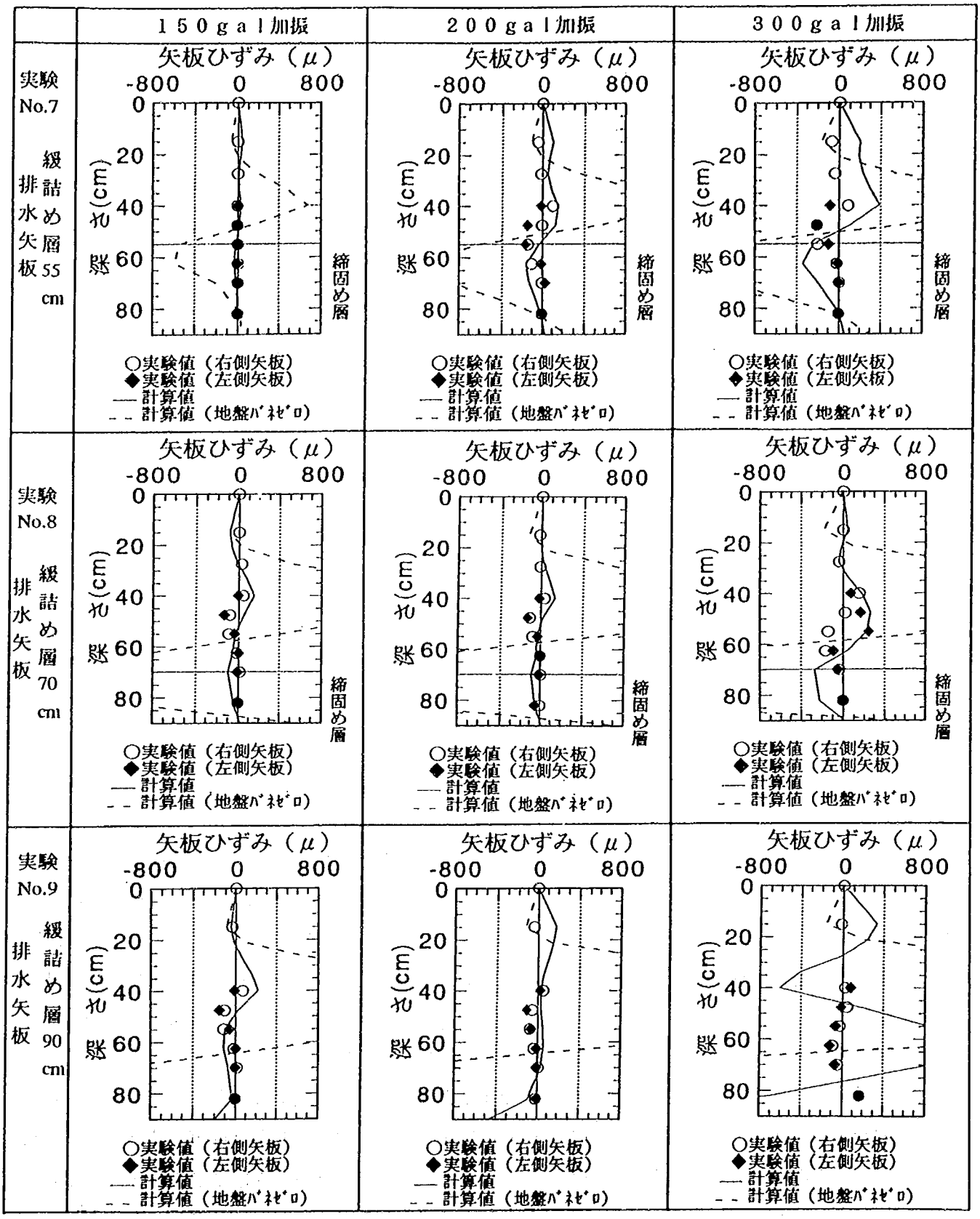


図-3.6.19(d)　矢板曲げひずみの計算結果と実験結果の比較

② 矢板の曲げひずみの振動成分に関しては、矢板の種類にかかわらずほぼ共通した傾向が見られる。緩詰め層厚が小さい場合には計算結果は実験結果と比較的よく対応しているが、緩詰め層厚が大きくなるに従い実験値に比べ過大な結果を与え、対応が悪くなっている。これは、緩詰め層厚が大きくなるに従い剛壁に対する荷重を与える今回の計算が柔な矢板壁の挙動と乖離する傾向が強まるためと考えられる。また、地盤反力係数をゼロとした計算は、実験では必ずしも全体的に過剰間隙水圧比が1に至っていないことを考慮しても過大すぎる結果を与えていると思われる。

③ 漸増成分に比べて振動成分の計算では結果が地盤バネに対して非常に敏感である。これは、漸増成分の計算では荷重が左右対称で、矢板が締固め層および構造物位置の2点で拘束され発生変位が小さいのに対し、振動成分では矢板の変形が締固め層のみに支持された突出矢板のそれに近く発生変位が大きくなり、地盤反力の影響が大きくなるためである。今回の計算では地盤バネを線形としているが、矢板の変形量が大きくなる場合にはその適用性を含めて今後さらなる検討が必要であると思われる。

（住友金属）

3.6.4 まとめと残された課題

(1) 東畑らが提案している流動化地盤に対する永久変位解析法を鋼矢板を用いた盛土の液状化対策工法へ適用し解析を実施した。その結果、減衰定数、地震継続時間、非液状化層厚等のパラメータを適切に設定することができれば、比較的簡易な計算により盛土の変形量を求めることができ、設計へ反映できる可能性があるものと考えられる。そのためには、今後、実験・数値解析および実現象との比較により適切な定数を設定していく必要がある。

(2) 鋼材を用いた地中構造物の液状化対策工法の設計法について模型振動台実験の結果を用いて検討を行った。

1) 既往の骨組み構造モデルと過剰間隙水圧比～水平地盤反力係数比関係による矢板曲げひずみの計算結果のうち、漸増成分に関しては実験値と比較的良い対応関係が得られた。ただし、排水機能付き矢板のケースでは、加振を重ねて繰り返し回数が大きくなると、計算値が実験値より小さくなる傾向が見られ、3段階目の加振では実験で完全液状化に至っていない場合でも地盤反力をゼロとした計算値が実験値とよく対応していた。この点に関しては、地盤反力の評価において過剰間隙水圧のみでなく波の繰り返し回数の影響を考慮する必要がある可能性もあり、今後さらなる検討が必要である。

2) 実験結果では矢板曲げひずみの漸増成分は加振を重ねるにつれて増加し、ある一定値に収束していく傾向が見られるが、この値は今回のモデルで地盤反力係数をゼロとした計算値と非常によく一致した。このことから、液状化後の加振の継続によって矢板に発生しうる最大曲げひずみ値は、今回の方法で地盤反力をゼロとすることによって求めることができると考えられる。

3) 矢板曲げひずみの振動成分の計算結果では液状化層厚が小さい場合には実験結果と比較的良い対応が見られた。しかし、液状化層厚の増加にしたがって実験結果との対応が悪くなり、地盤反力をゼロとすると実験値に対して過大な計算結果を与える傾向があった。その一つの原因として矢板を剛壁と

見なした振動成分の荷重評価法が考えられ、今後より合理的な評価方法を検討していく必要があると考えられる。また、今回の線形の地盤バネを用いた計算では、特に、液状化層厚が大きい場合に、バネの有無により計算結果が大きく変化する傾向が見られ、その適用性や適切な荷重との組み合わせを今後さらに検討していく必要があると思われる。

(住友金属、新日鐵)

参考文献

8) 建設省土木研究所：軟弱地盤耐震対策工法に関する共同研究報告書，pp.123～136，平成5年5月

9) 建設省土木研究所：軟弱地盤耐震対策工法に関する共同研究報告書（その２），pp.192～207，平成6年6月

10) 建設省土木研究所：液状化対策工法の開発に関する共同研究報告書，pp.269～290，pp.505～514，平成7年12月

11) 田中，喜田：鋼矢板締切りによる埋設構造物の液状化対策に関する検討，第9回日本地震工学シンポジウム論文集，pp.1345～1350，1994.

12) 喜田，田中：排水機能付き鋼矢板締切りによる埋設構造物の液状化対策，エネルギー施設の液状化対策シンポジウム，pp.43～44，1994.

13) 古関，古賀：液状化地盤の地震時土圧に関する振動台実験，土木学会第46回年次学術講演会，pp.224～225，1991.

14) (社) 日本港湾協会：港湾施設の技術上の基準・同解説（上巻），1989.

15) 岩崎，常田他：地震時における砂質地盤の液状化判定法と耐震設計への適用に関する研究，土木研究所資料，第1729号，1981.

16) 佐々木，松本他：液状化地盤中の杭の水平載荷試験，土木技術資料29-11，pp.21～26，1987.

17) 規矩他：埋設管に対する地盤の拘束力と液状化程度の関係

18) R.Hagiwara, Y.Ninomiya, N.Sento, N.Hamada: Model Test on Horizontal Subgrade Reaction in Pile-Foundation Ground Proceedings of the 4th U.S.-Japan Workshop on Soil Liquefaction, pp.309～328,1994.

19) 野田，喜田他：液状化過程における孔あき杭の水平抵抗について，第20回地震工学研究発表会，pp.281～284，1989.

20) 才村，飯田他：排水機能付き鋼杭の液状化抑止効果に関する現場実験（その２），第27回土質工学研究発表会，pp.1169～1170，1992.

21) 建設省土木研究所：液状化対策工法の開発に関する共同研究報告書（その４），pp.213～229，平成8年12月

22) H.Kita, T.Iida, M.Nishitani, S.Noda: Experimenntal Study on Countermeasure for Liquefaction by Steel Sheet Pile with Drain, Proceedings of the 10th World Conference on Earthquake Engineering, pp.1701～1706,1992.

3.7 締固め工法の設計・施工法の検討

締固め工法の検討グループでは、大規模地震動（L－2）を対象とした締固め工法の設計法の提案を目的として幾つかの検討を進めてきた。その内容は以下の通りである。

① 締固め地盤の残留強度に関する検討

盛土構造物および地中構造物の安定性評価は、締固め地盤のせん断強度を用いたすべり安定計算に基づいて行われる。中規模地震では、締固め領域に発生した過剰間隙水圧を考慮しせん断強度の算定が行われるが、中規模地震動（L－1）で設定した改良仕様に対して大規模地震動（L－2）の設計を行った時に、設計上有効応力が完全に消失し（F_L値が1以下となり、設計上の過剰間隙水圧比が1となる）、粘着力を持たない砂地盤ではせん断強度を全く見込めない、すなわち設計が不能となる場合が生ずる。一方、実地震での盛土の被災事例や砂の供試体を用いた室内試験結果によると、砂地盤が強震時においてもある程度の残留的な強度を保持していることが明らかになっている。そこで、L－2の設計に資することを目的に、砂の残留強度に関する既往の研究成果、実事例等を収集し、残留強度の評価式の提案を試みた。

② 残留強度を用いた盛土構造物、地中構造物の試設計

①の残留強度を用い、盛土の円弧すべり計算、および線状地中構造物のすべり安定計算を実施した。中規模地震動（L－1）を対象とした設計法（Δu法）と残留強度法の比較、および残留強度に対して提案した2種類の評価式の違いの影響等について検討し、設計法としての適用性を検討した。

③ 大規模地震動における締固め工法の改良効果に関する検討

阪神大震災における締固め改良地盤の被災状況データについては、昨年度の報告書の中で幾つかの事例を報告した。本年度は、より定量的な検討を行う目的で、改良後のN値のデータから液状化安全率を算定し、そのエリアの実相対沈下量との比較を行った。この結果をもとに、締固め工法の現行設計の余裕度や、強震時に対する改良目標強度の設定法等について考察を加えた。

本章では、上記3つの検討内容をとりまとめ、最後に締固め工法の設計・施工法に関する今後の課題を整理する。

3.7.1 締固め地盤の残留強度に関する検討

盛土構造物、地中構造物のいづれの設計においても、構造物の安定性評価はすべり安定計算に基づいて行われる。中規模地震動（L－1）の設計においては、締固め地盤のせん断抵抗は地盤の初期上載荷重、改良域に発生する過剰間隙水圧（液状化抵抗率FLからF_L'則にて算出）、および改良後N値から求まる内部摩擦角等を用いて算定される。大規模地震動（L－2）を対象とした設計を行う場合には、この手法により定めた改良仕様に対し再び安定性の照査が行われる。L－1では、中規模地震動に対して液状化安全率が1.1以上となるように改良仕様を設定するが、L－2における地震動の設定次第では、L－1での改良仕様に対するL－2でのFL値が1よりも小さくなり、過剰間隙水圧比が設計上1となる場合がありうる。粘着力を見込まない砂地盤では、改良地盤のせん断強度を全く期待することができず、Δu法によるすべり計算で設計を行うこと自体が不可能となる。一方、既往の巨大地震での盛土のすべり崩壊の事例から液

状化層のせん断強度を逆算すると、ある程度の値を有していたものと考えざるをえないこと、砂供試体を用いた室内試験でも砂の相対密度に応じた残留強度の発現が報告されていることなどから、F_L値が１以下となった砂地盤においても何らかの残留的な強度が発揮されているものと考えられる。そこで、Ｌ－２の設計においては締固め地盤の残留強度を用いて安全率の算定を試みることとした。

砂の残留強度の評価手法は、未だ十分には確立されていない。既往の研究事例を概観すると、これらは

① 室内での静的、動的な要素試験による検討事例

② 室内での模型実験による検討事例

③ 液状化による実被災事例や実測データからの逆算による検討事例

の３種類に分類される。

①の要素試験では、砂の供試体を用いた大ひずみ領域の三軸試験、中空ねじり試験、単純せん断試験等により静的、あるいは繰り返しのせん断を砂に加え、残留強度値や残留強度比、せん断時のストレスパスに関する検討等を行っているものが多い。PoulosやCastro[1]による研究例、我が国では石原、吉嶺、安田[2][3][4]らによる一連の研究を挙げることができるが、いづれも、砂の間隙比と残留強度の関係をベースとして、せん断形態や相対密度、初期拘束圧や砂の材料特性の影響などを室内試験によって検討している。このなかで吉嶺[3]は、豊浦砂の残留強度に関する室内試験結果を定式化し、これを用いて砂地盤の側方流動発生の有無を予測する判定基準の提案を試みている。Baziar, Dorby[5]の事例では、ｻﾝﾌｪﾙﾅﾝﾄﾞ地震における盛土の実被災例からの逆算残留強度と、現地採取試料を用いた室内三軸試験結果との比較検討が行われ、逆算強度の妥当性が室内試験により検証された。

Konrad, Watts[6]の研究事例は、原位置採取材料の残留強度を室内試験で求め、これと現地のＮ値から原位置地盤の残留強度を推定する手法を提案したものである。動的な繰り返しせん断履歴を砂に与え、液状化させた供試体を用いて残留強度を調べた事例としては、永瀬ら[7]を挙げることができる。

②の模型実験については、振動台実験での模型盛土のすべり崩壊形状や液状化させた地盤の側方流動試験結果などから残留強度を逆算した事例が見られる。

③の実被災事例に基づく逆算強度に関しては、国内外で幾つかの検討事例が見られ、1987年にはSeed[8]によって総括的な評価が試みられている。その多くは、盛土あるいはその基礎地盤の液状化に伴う崩壊事例から、円弧すべり法によって液状化層の残留強度を逆算したものである。我が国の崩壊事例についても石原、安田、吉田[9]による検討例が見られる他、東畑[10]により阪神大震災でのニテコ池の崩壊事例からの逆算強度が報告されている。同じく東畑[10]は、阪神大震災でのポートアイランドの地震記録データから埋め立てマサ土の残留強度を推定している。

本検討の中で参考とした主な資料は以下の通りである。

① 石原・安田・吉田：シルト質砂の残留強度, Soils and Foundations

② BAZIAR, DORBY:ｻﾝﾌｪﾙﾄﾞﾅﾝﾄﾞ地震でのｼﾙﾄ質砂の残留強度, J. GEOTECH, ASCE.

③ DE ALBA, SEED:チリ地震でのシルト質砂の残留強度, J. GEOTECH, ASCE.

④ YEGIAN, GHAHRAMAN:ｱﾙﾒﾆｱ地震での礫質土の残留強度, J. GEOTECH, ASCE.

⑤ SEED:残留強度に関する既往の研究のﾚﾋﾞｭｰ, J. GEOTECH, ASCE.

⑥ 東畑ら：阪神大震災での実記録（ポートアイランド，ニテコ池）からの残留強度の逆算例

⑦ 奥村組技研：振動台実験からの逆算残留強度

⑧ 石原・吉嶺：豊浦砂の残留強度と側方流動判定に関する研究事例

⑨ 永瀬ら：液状化した供試体のせん断強度の測定例，地盤工学会

⑩ KONRAD, WATT：室内試験を併用した原位置残留強度評価法の提案

以下では、これらの中の代表的な事例を示す。

(1) 室内試験による砂の残留強度の検討事例

室内での三軸試験やねじり試験、振動台実験などによって砂の残留強度を求めた事例がいくつか報告されている。要素試験では、三軸、中空ねじり、あるいは単純せん断試験装置等を用いて大ひずみまでの一方向せん断を加え、その応力～ひずみ関係やストレスパスから残留強度を求めているものが多い。一方向せん断において砂の最小強度がもたらされる準定常状態（石原[2]）を、間隙比と残留強度からなる平面上で議論するsteady-state lineの考え方は、古くはCastro(1969)らに遡る。Poulos[1]らは、この残留強度線が砂の粒度や粒径、細粒分含有率の多少といった材料特性の他、砂の密度や初期圧密応力、せん断モードの違い、供試体作成方法などによっても変化することを明らかにしている。この点は、現在においても砂の残留強度の評価を容易ならざるものとしている一因であろう。

図-3.7.1には、石原[2]による室内試験結果の整理例を示す。図は、液状化した地盤の側方流動の発生有無の判定基準を作るために、豊浦砂の残留強度と実地盤での流動条件を誘導した事例である。石原[2]は、砂の側方流動の発生条件が、静的な状態でのせん断応力がその砂の残留強度を上回ることであるとしてそ

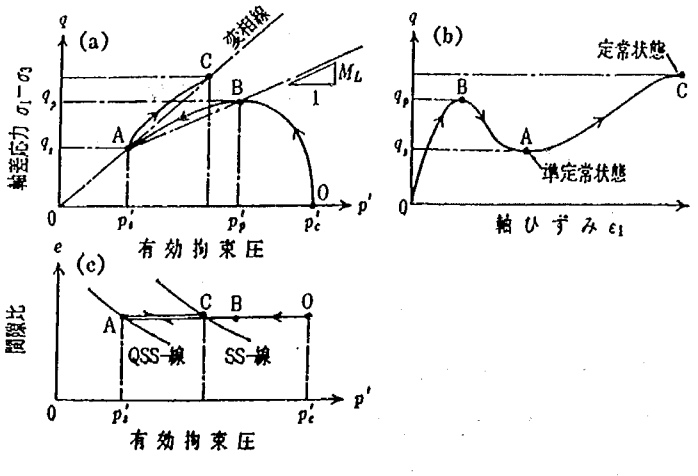


図-3.7.1(1) 砂の非排水せん断時の応力～ひずみ

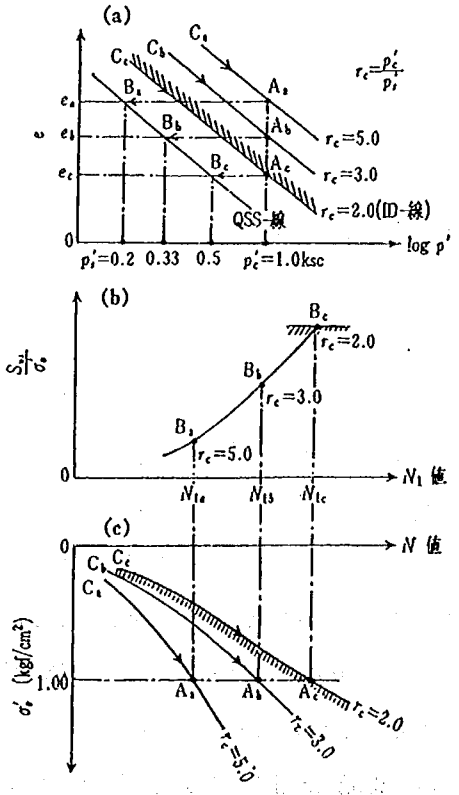


図-3.7.1(2) 残留強度と正規化N値の関係

図-3.7.1 石原による残留強度の整理例[2]

の判定条件を求めている。その検討過程で、非排水の一方向三軸圧縮・伸張・単純せん断試験により豊浦標準砂の残留強度を求め、前述したようなせん断モードの違い（圧縮と伸張の違い、主応力方向やその回転の影響）により得られる残留強度が大きく異なることや、室内での静的一方向せん断においてせん断抵抗が最低値を示す準定常状態（ＱＳＳ）での強度値をもって残留強度を定義し（図-3.7.1(1)参照）、流動状態が初期状態比（初期有効拘束圧と準定常状態での有効拘束圧の比）が２以上で発生することなどを明らかにしている。さらに、ＱＳＳ線がある間隙比～有効拘束圧ラインとして表現される事実と、幾つかの砂における間隙比とＮ値の関係を結びつけることで、Ｎ値に基づく流動判定基準を誘導している（図-3.7.1(2)参照）。吉嶺[3]は、この初期状態比に相当する指標として、流動化ポテンシャルｕｆ＝（１－Ps'/Pc'）×１００％（Pc'：初期平均主応力　Ps'：準定常状態で変相線に至った時の平均主応力）を提案し、これを残留強度の評価に用いている。流動化ポテンシャルはせん断条件によって大きく異なり、図-3.7.2には、一例として三軸圧縮および三軸伸長試験での応力～ひずみ関係やストレスパスの違い（図-3.7.2(1)）、三軸圧縮・伸長・単純せん断条件での間隙比と流動ポテンシャルｕｆの関係（図-3.7.2(2)）、流動ポテンシャルに及ぼす主応力および中間主応力の影響を調べた結果（図-3.7.2(3)）を示した。吉嶺は、地震時に最も近いせん断条件として単純せん断モードでの実験結果を採用し、流動ポテンシャルを定めている。単純せん断条件での砂の残留強度比Su/σ_{v0}'は流動ポテンシャルｕｆを用いて次式のように与えられる。

$$Su/\sigma_{v0}' = (1+2K_0)\sin\phi_s\cos\phi_s \,/\, |3+(2bs-1)\sin\phi_s| \times (1-uf/100) \qquad (3.7.1)$$

ϕ_s：準定常状態における内部摩擦角

bs：中間主応力係数（＝$(\sigma_2-\sigma_3)/(\sigma_1-\sigma_3)$）

uf：流動化ポテンシャル（＝（１－Ps'/Pc'）×１００　％）

ここにPc'：初期平均主応力　Ps'：準定常状態で変相線に至った時の平均主応力

K_0：静止土圧係数

従って、ϕ_s，bs，K_0が一定であれば、残留強度比は流動ポテンシャルと１：１に対応することになる。吉嶺は、豊浦標準砂を用いた単純せん断試験により、準定常状態における値として$\phi_s=33°$，bs＝0.25を得ており[3]、K_0＝0.5とすると上式は

$$Su/\sigma_{v0}' = 0.335\times(1-uf/100)$$

となる。さらに、豊浦標準砂の流動ポテンシャルと間隙比（相対密度）の関係は図-3.7.2(2)中に示されており（中央の単純せん断のデータ。○印）、これに相対密度Ｄｒと Ｎ値の関係を与えるSkemptonの式

$$N=(a+b\cdot\sigma v')\times(Dr/100)^2 \qquad (3.7.2)$$

豊浦砂ではａ＝３３，ｂ＝３７

を組み合わせることにより流動ポテンシャルがＮ値と対応づけられる。最終的には、地盤のＮ値によって残留強度比を求めることができる。しかしながら、本手法はあくまで豊浦標準砂を対象としたデータに基づくこと、せん断モードとして単純せん断条件を採用していることに留意を要する。Konrad, Watts[6]は、試験方法やせん断条件、砂の材料特性や供試体作成方法の違い等の影響を考慮した原位置残留強度の評価法を提案しており、その詳細は後述する。

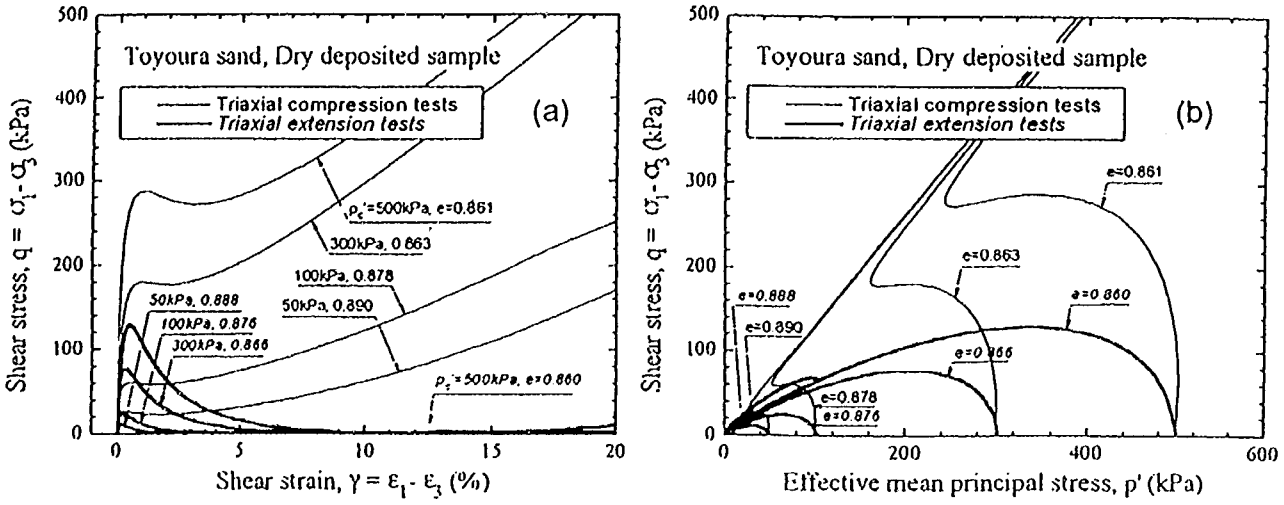


図-3.7.2(1)　三軸圧縮、伸張試験での応力からひずみ関係、ストレスパスの比較

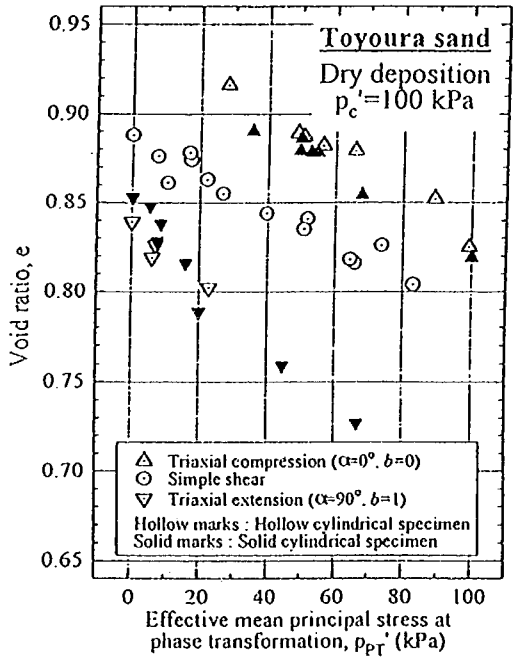


図-3.7.2(2)　流動ポテンシャルと間隙比の関係

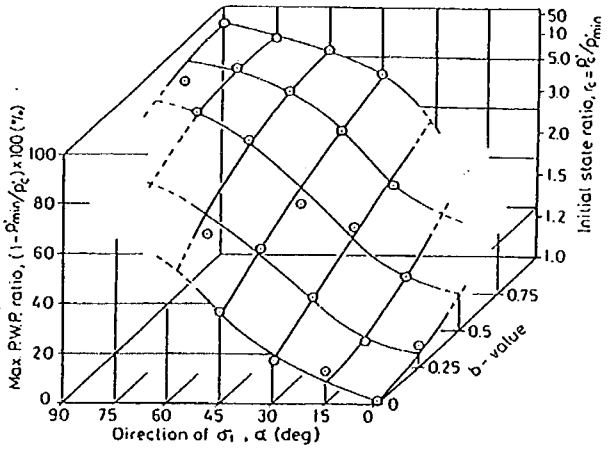


図-3.7.2(3)　非排水せん断強度に及ぼす主応力方向と中間主応力の影響

図-3.7.2　吉嶺による豊浦砂の実験結果[3)]

図-3.7.3には、永瀬ら[7]の実験例を示す。永瀬らは、動的なせん断履歴によりいったん液状化させた供試体を用いて一方向のせん断試験を実施している。過剰間隙水圧比が1近くに達した砂でも、その後のせん断に際してあるせん断応力まではひずみがわずかしか発生しておらず、液状化した砂にも若干のせん断抵抗が残留していることがうかがわれる。

振動台実験によって砂の残留強度を求めた事例を示す。図-3.7.4は、奥村組技研で行われた振動台実験と残留強度の逆算例[11]である。振動台上の盛土地盤を液状化させ、崩壊後の形状から複合すべり計算によって残留強度を逆算している。得られた残留強度は0.0388tf/m²と極めて小さく、これには液状化後も加振が継続された影響が含まれている可能性がある。図-3.7.5は、東畑[10]による振動台実験の整理例を示す。振動台で砂地盤を液状化させた後、振動台を傾斜させる実験や、液状化地盤中に埋設した管の挙動計測結果などから、相対密度と残留強度の関係が求められている。図中には、阪神大震災でのニテコ池の崩壊やポートアイランドでの加速度記録からの逆算残留強度値（後述）も併記されているが、これらは室内試験結果と比較的整合していることがわかる。なお、室内での残留強度については、三軸圧縮と三軸伸長で結果が全く異なること、主応力の方向やその回転の影響が大であることを既に述べた。図-3.7.6は、豊浦砂を用いた三軸圧縮、伸長試験により求めた残留強度のデータを相対密度に対して整理した東畑の事例を示す。三軸圧縮試験ではかなり過大な残留強度が、逆に伸長試験では過小な残留強度が発揮され、両者の値はそのオーダーが異なるほどであることが判る。

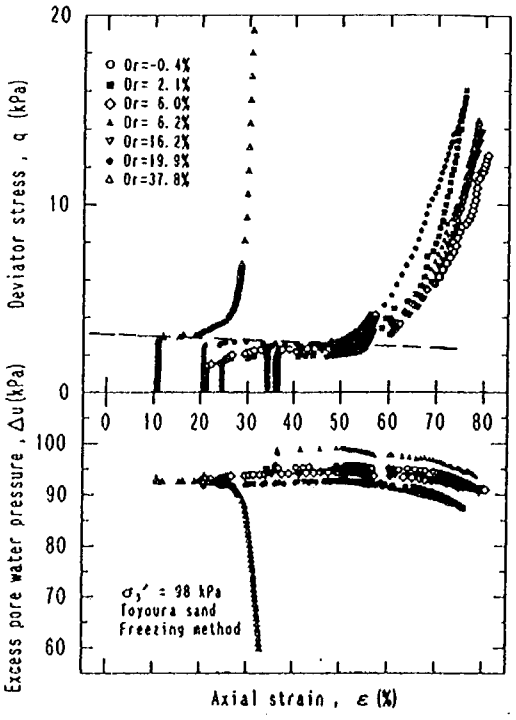
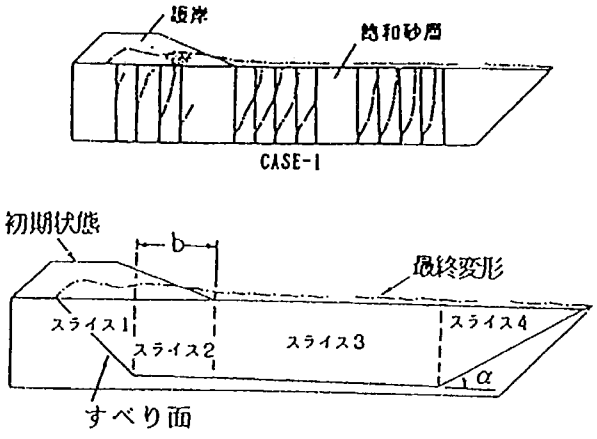


図-3.7.3　液状化した砂の応力～ひずみ関係[8]



表－1　残留強度の計算

スライス番号	スライス片の幅 b (m)	すべり面の傾斜角 α (度)	スライス片の重量 W (tf)	Wtanα	b／cos²α
1	0.597	135.0	0.397	-0.397	1.194
2	0.611	178.5	0.463	-0.012	0.611
3	1.725	178.5	1.129	-0.030	1.726
4	1.236	30.0	0.412	0.238	1.648

Σ＝-0.201　Σ＝5.179

$$S_r = \frac{\Sigma W\tan\alpha}{\Sigma b/\cos^2\alpha} = \frac{-0.201}{5.179} \fallingdotseq -0.0388 \ (tf/m^2)$$

図-3.7.4　振動台実験による残留強度の逆算例[13]

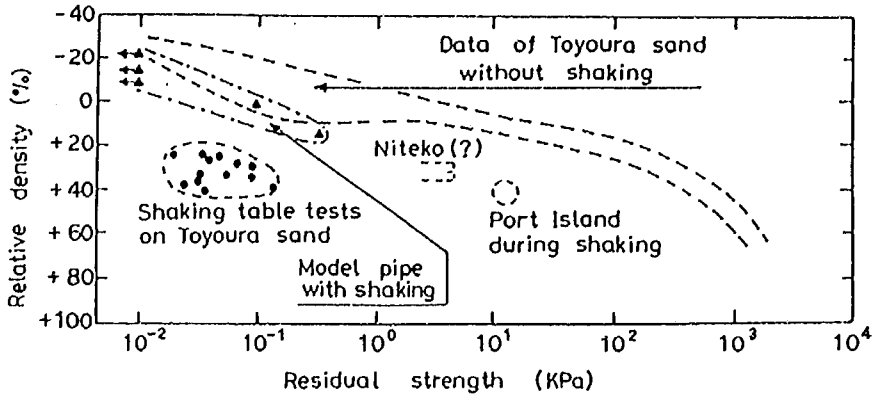


図-3.7.5　振動台実験による残留強度の逆算例[10)]

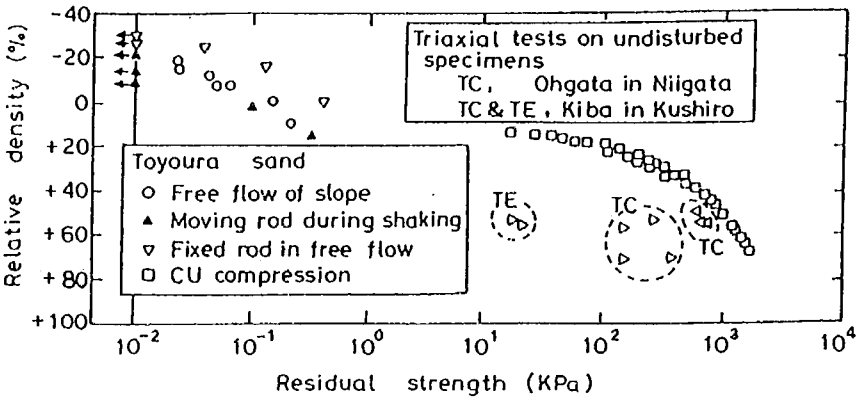


図-3.7.6　三軸試験におけるせん断モードの影響[10)]

(2) 過去の液状化被災事例から逆算された砂地盤の残留強度

過去に発生した幾つかの大規模実地震で、砂質系の盛土構造物、あるいはその基礎地盤の液状化によって盛土が崩壊した事例が幾つか報告されている。崩壊前後での盛土形状の変化や盛土の強度定数等のデータを調査することにより、円弧（あるいは複合）すべり計算によって液状化層の残留強度を逆算することができる。事前に液状化層のN値や貫入抵抗値等が得られておれば、これらの原位置試験値と残留強度が関連づけられる。図-3.7.7～図-3.7.12には、これら盛土の被災データから砂地盤の残留強度を逆算した既往の検討事例の幾つかを示す。

図-3.7.7は十勝沖地震、伊豆大島近海地震および千葉県東方沖地震での各種盛土の崩壊事例からの逆算例（石原・安田・吉田[9]）である。逆算された残留強度とコーン貫入抵抗値の関係、あるいはスウエーデン式ｻｳﾝﾃﾞｨﾝｸﾞ試験結果との関係が図中に示されており、これらのサウンディング手法の適用性が検討されている。

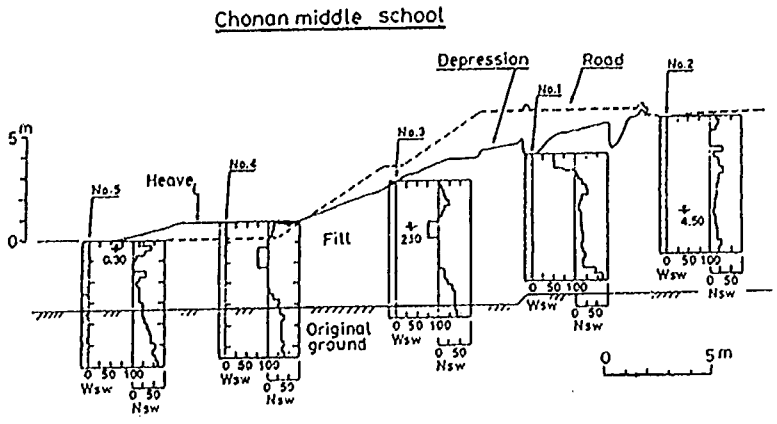
図-3.7.8には、地震におけるLOWER SAN FERNANDO DAMの崩壊事例からの逆算例を示した（Baziar, Dobry[5]）。図中サンフェルナンドには正規化N値と残留強度の関係が示されているが、これは、著者らが本検討例以外に既往の逆算データを収集した結果（表-3.7.1参照）をすべて用いて作成したものである。両者には正の相関が見られ、正規化N値によって残留強度を評価する手法の可能性を示唆している。なお図中の正規化N値は、正規化上載荷重の値等が我が国におけるものとは若干異なっていることに留意を要する。

図-3.7.9はチリ地震の際に高さ６ｍ～１０ｍのダムが崩壊した事例からの逆算例（De Alba, Seed[12]）であり、地下水位付近に存在していたシルト質砂の液状化によりもたらされた崩壊事例である。図中には、本逆算結果をSeedによる既往データ[8]上にプロットした結果を示しているが、両者は矛盾のない結果を与えている。

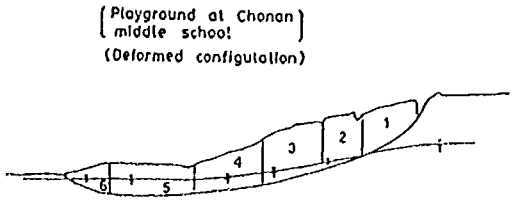
図-3.7.10はアルメニア地震の際に礫質の砂地盤が液状化して高速道路盛土や駅舎部の盛土が崩壊した事例からの逆算例（Yegian, Ghahranman[13]）であり、崩壊形状の違いにより、円弧すべり、複合すべりの２種類を用いた逆算が行われている。

図-3.7.11, 図-3.7.12は阪神大震災の事例である。図-3.7.11には、東畑ら[10]が阪神大震災の際のニテコ池の崩壊事例から残留強度を逆算した事例を示す。図中に示すように崩壊のメカニズムを２種類に仮定して逆算強度を求め、事前のN値との関連性を議論している。また図-3.7.12には、同じく阪神大震災の際にポートアイランドで実測された加速度波形から地盤中のせん断応力とせん断ひずみの関係を推定した結果を示す。地震中の応力～ひずみ関係の軌跡はかなり複雑であるが、せん断応力の値のみに着目すると、加振中はある上下限の幅の中で変動しており、このバンド幅として実地震時の残留強度を規定している。

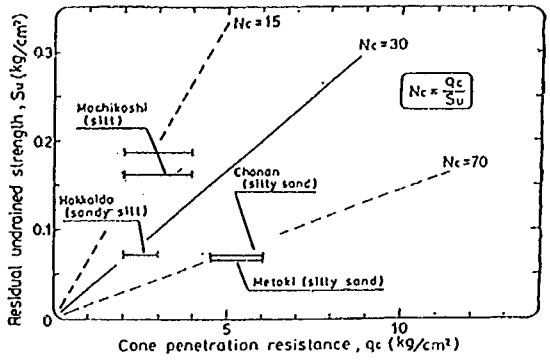
以上に代表的な逆算事例を示した。1987年のSeedによる総括以降も、実地震時の崩壊事例や実測値を用いた残留強度の推定が引き続き実施されてきた。これらすべてのデータを集積した結果については、次節にて詳述する。



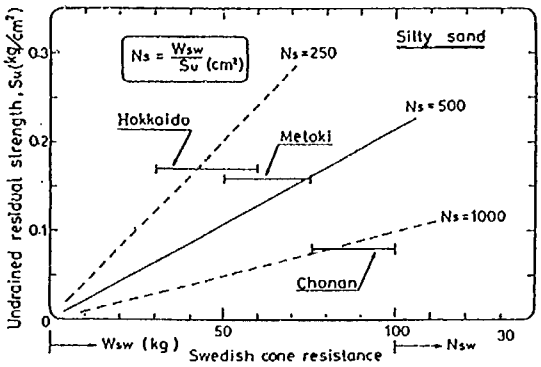
Cross section of the slide at Chonan site



Slip surface of the slide at Chonan site



Correlation between residual strength and cone resistance



Residual strength versus Swedish cone resistance

図–3.7.7　我が国の地震時崩壊事例からの逆算例[9]

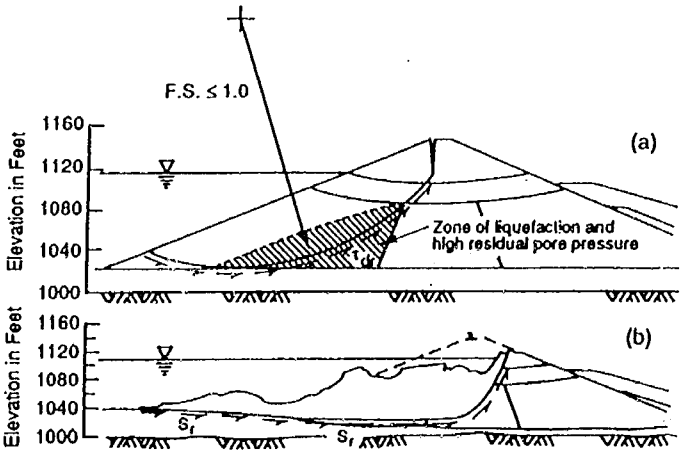


FIG. 1. Flow Slide of Upstream Shell of LSFD Caused by 1971 San Fernando Earthquake: (a) Initial Configuration; (b) Final Configuration [Modified after Castro et al. (1992)]

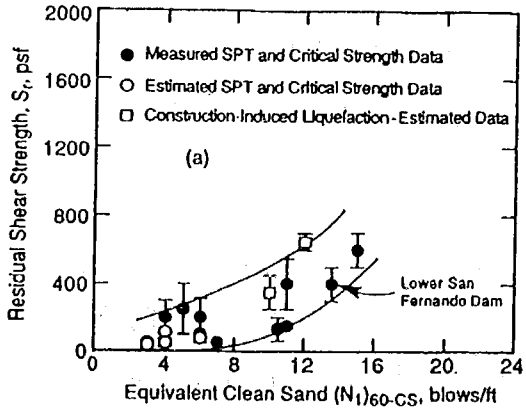


FIG. 6. Proposed Correlations between Residual Shear Strength and Normalized Standard Penetration Resistance for Clean and Silty Sands and Gravels: (a) with Correction for Fines (Seed and Harder 1990); (b) without Correction for Fines, Present Study, Table 2

図–3.7.8　サンフェルナンド地震での崩壊事例からの逆算例[5]

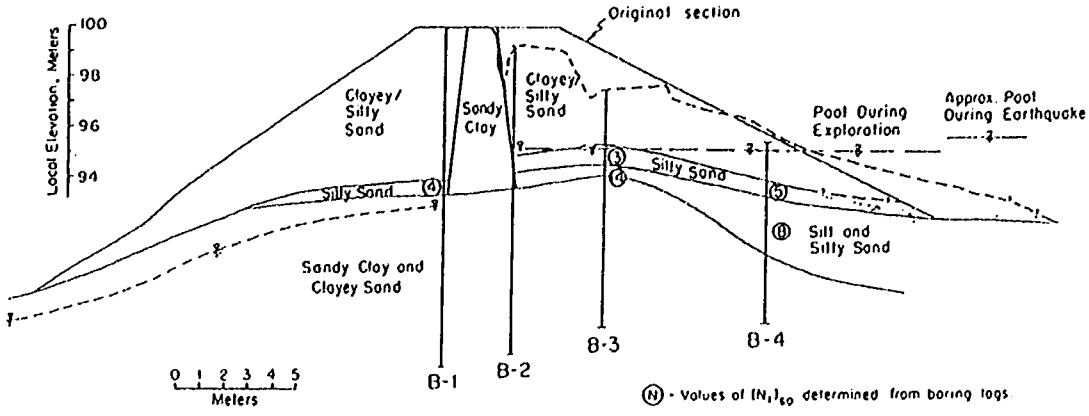


FIG. 12. Reconstructed Cross Section through Failed Portion of La Palma Embankment

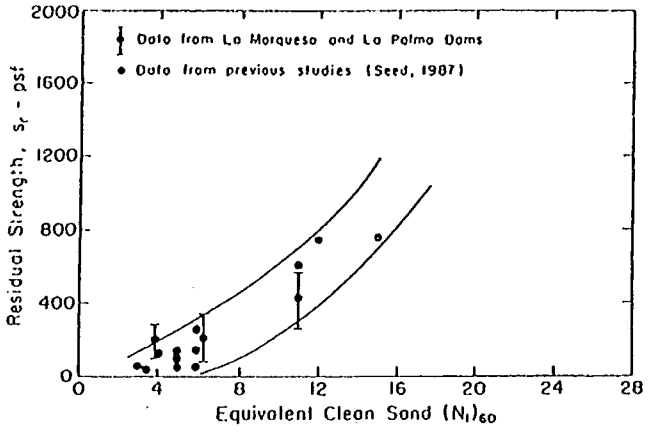


FIG. 13. Relationship between Residual Strength and Equivalent Clean Sand Val of $(N_1)_{60}$

図-3.7.9　チリ地震での崩壊事例からの逆算例[12]

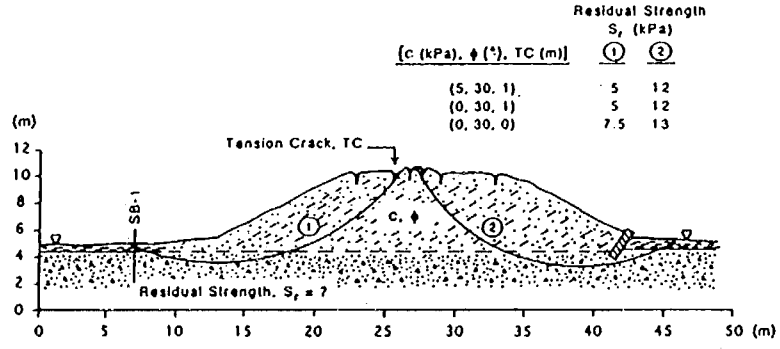


FIG. 10. Results of Postearthquake Stability Analyses of Spitak Highway Embankment (Site 1)

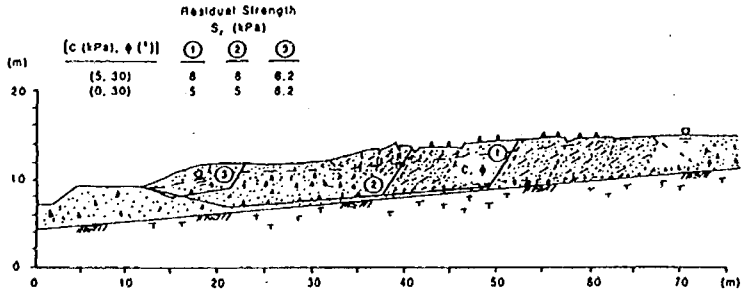


FIG. 18. Results of Postearthquake Stability Analyses of Embankment at Nalband Railway Station (Site 3)

図-3.7.10　アルメニア地震での崩壊事例からの逆算例[13]

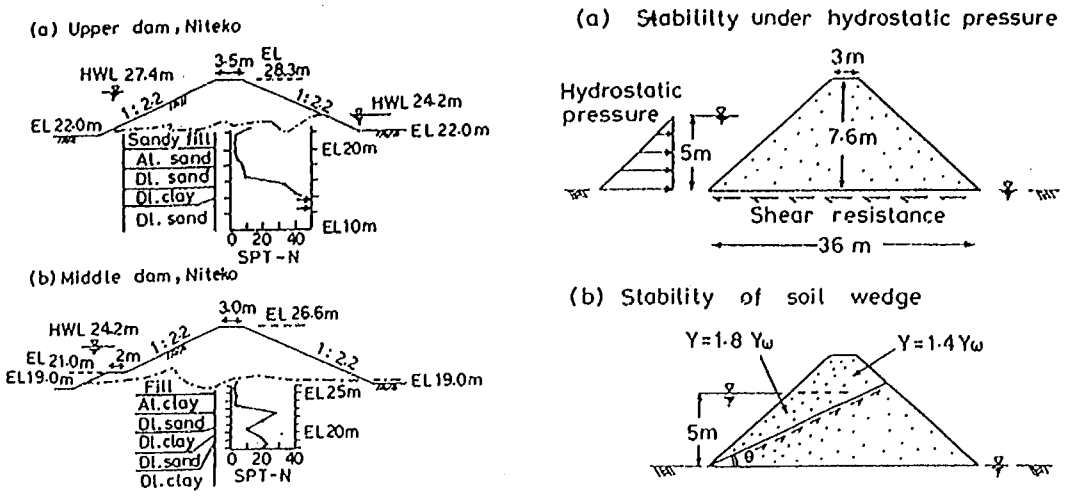
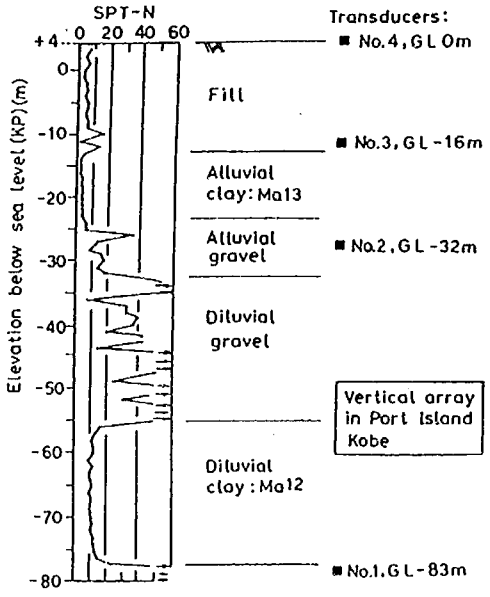
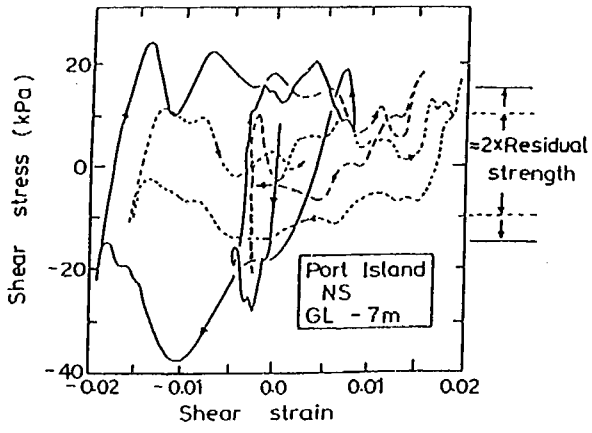


図-3.7.11　阪神大震災での崩壊事例からの逆算例[10]



ポートアイランド鉛直アレー地点の地盤
（関西地震観測研究協議会の資料に基づく）



加速度記録から推定したポートアイランド地盤の応力ひずみ関係

注）図中の実線は振動の初期、破線は後半部の軌跡を表す。残留強度は残留状態と考えられる後半の破線の縦軸振幅から求められている。

図-3.7.12　阪神大震災での加速度波形記録からの逆算例[10]

表-3.7.1　砂の残留強度に関する既往の事例のまとめ

出　典	事例名	N　値	初期有効上載荷重 (tf/m2)	正規化N値 (tf/m2)	相対密度 (%)	残留強度 (tf/m2)	残留強度比	参考文献番号
東畑	ﾎﾟｰﾌｲ	10.0	7.30	11.9	40.0	1.27	0.17	10)
東畑	ﾆﾃｺ池	2.8	6.70	3.5	30.0	0.40	0.06	10)
東畑	振動台	0.4	—	—	0.0	0.01	—	10)
東畑	杭引抜き	0.4	—	0.7	13.0	0.04	—	10)
東畑	振動台	—	—	—	-14.6	0.001	—	10)
東畑	振動台	—	—	—	0.0	0.40	—	10)
東畑	振動台	—	0.40	0.0	-17.0	0.13	0.34	10)
東畑	振動台	—	0.40	0.0	-24.0	0.004	0.01	10)
東畑	振動台	—	0.40	0.0	-17.0	0.002	0.01	10)
東畑	振動台	—	0.40	0.0	-8.0	0.01	0.02	10)
東畑	傾斜実験	—	0.40	0.4	10.0	0.02	0.06	10)
石原ら	伊豆大島	5.0	4.80	7.2	42.9	1.63	0.34	9)
石原ら	十勝沖	0.8	16.90	0.6	12.3	0.67	0.04	9)
石原ら	十勝沖	1.8	4.00	2.7	26.0	0.63	0.16	9)
石原ら	千葉東方	2.0	3.21	3.3	29.2	0.80	0.25	9)
奥村組	振動台	—	0.40	6.3	40.0	0.04	0.10	13) 11)
永瀬ら	三軸試験	—	10.00	5.6	38.0	0.16	0.02	8)
永瀬ら	三軸試験	—	10.00	1.5	19.9	0.14	0.01	8)
永瀬ら	三軸試験	—	10.00	0.1	6.0	0.12	0.01	8)
永瀬ら	三軸試験	—	10.00	0.010	2.0	0.10	0.01	8)
Baziar	ｻﾝﾌｴﾙﾅﾝﾄﾞ	—	18.0	14.5	61.0	3.42	0.19	5)
Yegian	ｱﾙﾒﾆｱ	—	2.80	13.8	59.6	0.90	0.32	12) 13)
De Alba	ﾁﾘ地震	—	7.20	8.6	46.9	1.02	0.14	11) 12)
De Alba	ﾁﾘ地震	—	7.20	15.7	63.5	2.07	0.29	11) 12)
De Alba	ﾁﾘ地震	—	5.40	5.7	38.3	1.03	0.19	11) 12)
吉嶺	中空	—	10.00	9.0	48.0	1.68	0.17	3)
吉嶺	中空	—	10.00	11.0	53.0	2.35	0.24	3)
吉嶺	中空	—	10.00	19.0	64.0	3.35	0.34	3)
Seed	ｻﾝﾌｴﾙﾅﾝﾄﾞ	—	—	21.5	50.0	3.66	—	7) 8)
Seed	ｼｪﾌｲｰﾙﾄﾞ	—	—	8.6	50.0	0.24	—	7) 8)
Seed	ﾌｫｰﾄﾍﾞｯｸ	—	—	15.7	45.0	2.93	—	7) 8)
Seed	持越ﾀﾞﾑ	—	—	8.6	0.0	1.22	—	7) 8)
Seed	ﾕｰﾍﾞﾆﾙﾎｰﾙ	—	—	8.6	0.0	0.68	—	7) 8)
Seed	ｽﾉｰﾘﾊﾞｰ	—	—	7.2	0.0	0.24	—	7) 8)
Seed	ｷｬﾗﾍﾞﾗｽ	—	—	17.2	0.0	3.66	—	7) 8)
Seed	ｿﾙﾌｧﾀｰﾗ	—	—	7.2	30.0	0.63	—	7) 8)
Seed	ﾘﾊﾞｰﾊﾞﾝｸ	—	—	7.2	40.0	0.49	—	7) 8)
Baziar	ｷｬﾗﾍﾞﾗｽ	—	13.92	17.2	66.3	3.17	0.23	5)
Baziar	ｼｪﾌｲｰﾙﾄﾞ	—	9.63	8.6	46.9	0.37	0.04	5)
Baziar	ﾌｫｰﾄﾍﾞｯｸ	—	52.72	14.3	60.5	1.71	0.03	5)
Baziar	ｿﾙﾌｧﾀｰﾗ	—	4.66	5.7	38.3	0.24	0.05	5)
Baziar	ﾒﾙｶｰﾄﾞ	—	4.63	8.6	46.9	0.49	0.11	5)
Baziar	川岸町	—	5.97	5.7	38.3	0.59	0.10	5)
Baziar	羽越	—	13.11	4.3	33.1	0.20	0.01	5)
Baziar	ｽﾉｰﾘﾊﾞｰ	—	10.23	7.2	42.8	0.24	0.02	5)
Baziar	十勝沖	—	7.56	4.3	33.1	0.24	0.03	5)
Baziar	ｻﾝﾌｴﾙﾅﾝﾄﾞ	—	9.46	14.3	60.5	0.63	0.07	5)
Baziar	ｻﾝﾌｴﾙﾅﾝﾄﾞ	—	19.16	20.8	72.9	1.95	0.10	5)
Baziar	ｻﾝﾌｴﾙﾅﾝﾄﾞ	—	14.50	21.5	74.1	2.93	0.20	5)
Baziar	持越	—	13.23	7.2	42.8	1.22	0.09	5)
Baziar	ﾎﾞﾗﾋﾞｰｸ	—	12.82	12.9	57.4	0.73	0.06	5)
Baziar	ﾁﾘ地震	—	7.80	8.6	46.9	0.98	0.13	5)
Baziar	ﾁﾘ地震	—	8.73	15.7	63.5	1.95	0.22	5)
Baziar	ﾁﾘ地震	—	8.14	5.7	38.3	0.98	0.12	5)
Baziar	ｱｯｶｰﾏﾝ	—	9.00	5.7	38.3	1.05	0.12	5)
Baziar	ｲﾝﾍﾟﾘｱﾙ	—	3.90	2.9	27.1	0.49	0.13	5)
Konrad	Nerlerk	—	3.60	14.3	60.5	0.41	0.11	6)
Konrad	Tar 島	—	4.00	11.4	54.1	0.82	0.20	6)
Konrad	Sweden	—	—	12.9	57.0	0.77	—	6)

注）

① 各文献で重複しているものも記載．著者により残留強度の評価値が若干異なる場合もある．

② 海外の正規化N値（$N_{1_{60}}$）に対しては，正規化基準とする有効上載荷重の違いを考慮して10tf/m2相当の値に換算した．従って，原文の値とは異なる．

③ 初期有効上載荷重については，文献に記載のない場合は，盛土高さから推定した．

④ 室内試験については，相対密度から正規化N値を換算し，また圧密荷重をもって初期上載荷重とした．

(3) 締固め地盤の残留強度算定式の試案

(1)(2)で述べた室内試験からの実測残留強度、および実地震事例からの逆算残留強度データを図-3.7.13, 図-3.7.14にとりまとめた。室内の測定値と現場の逆算値の違い、試験法や土の違いなど、各々条件の異なるデータをあえて機械的にプロットした。前者は正規化N値、後者は相対密度で整理したものであり、正規化N値と相対密度はマイヤホッフの式で対応づけた。なお、我が国と海外では標準貫入試験実施時の錘の落下エネルギーや、正規化N値を求める際の基準上載荷重が異なる。従って、海外の事例については、これらに関する補正を施し、我が国でのN値、正規化N値相当に換算した。相対密度も、この換算N値を用いて、マイヤホッフ式 $Dr = 21\sqrt{N/(\sigma'+0.7)}$ にて算出している。逆に室内試験のデータについては、実験時の相対密度の値から相当する正規化N値に換算して現場データとともに図中に併記した。

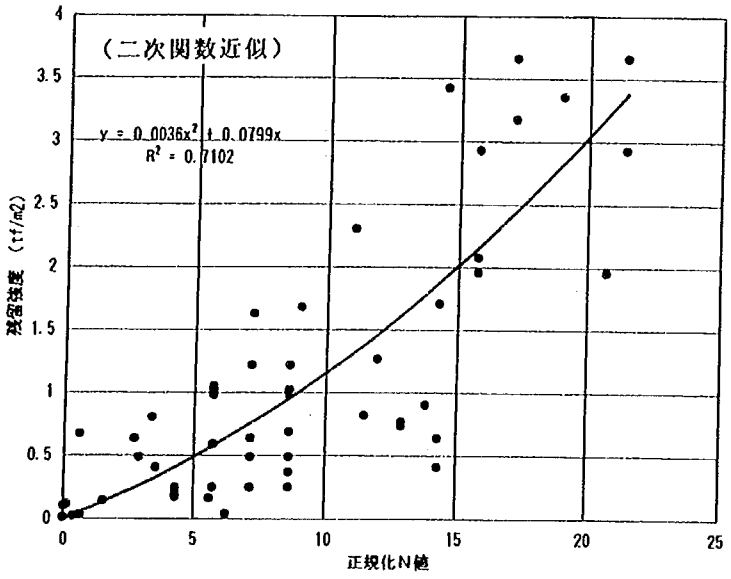


図-3.7.13 正規化N値と逆算残留強度の関係

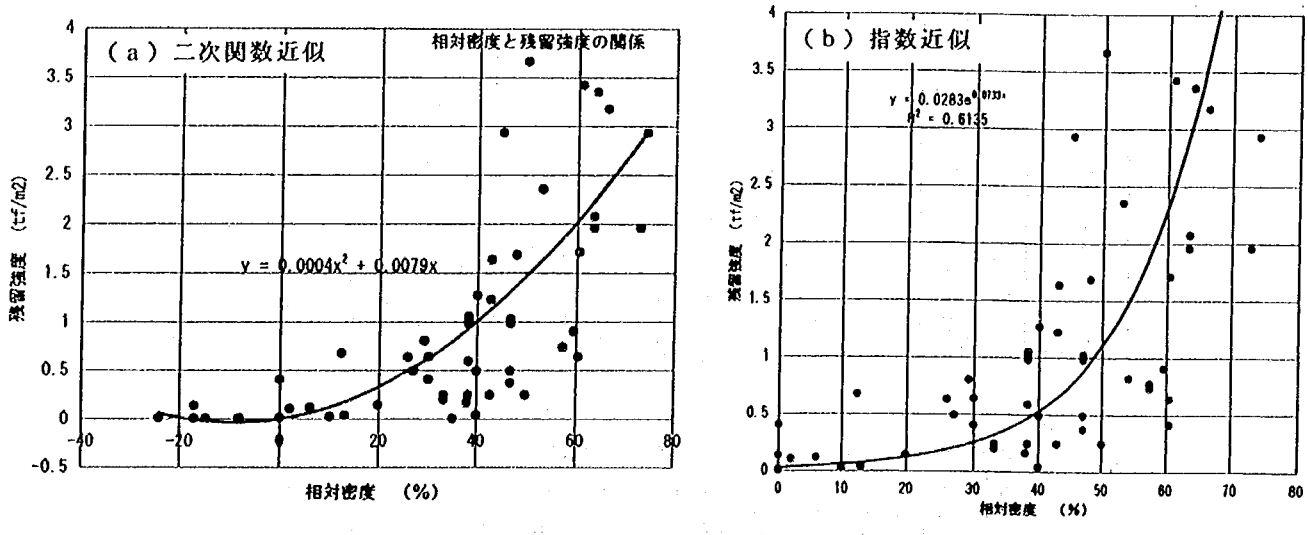


図-3.7.14 相対密度と逆算残留強度の関係

図-3.7.13は、有効上載荷重1kgf/cm² 相当の正規化N値と残留強度の関係を示す。
De Alba, Seed[1]による既往の整理結果と同様に、多少のばらつきはあるものの両者は明らかに正の相関を有している。図中には、N値＝0で残留強度＝0として二次関数近似した結果を示すが、

$$\text{残留強度}\quad Su = 0.0038N_1^2 + 0.077N_1 \quad (tf/m^2) \qquad (3.7.3)$$

なる関係が与えられる。図-3.7.14(a)は、これを相対密度Drとの関係として整理し直した結果を示す。こちらも正の相関を示し、二次関数近似では

$$\text{残留強度}\quad Su = 0.0004Dr^2 + 0.0079Dr \quad (tf/m^2) \qquad (3.7.4)$$

なる関係式が与えられる。図-3.7.14(b)は、相対密度＜0のデータを削除し、指数近似を試みた結果であり、この場合の関係式は、

$$\text{残留強度}\quad Su = 0.0283e^{0.0733Dr} \quad (tf/m^2) \qquad (3.7.4')$$

となる。相対密度による残留強度の整理は、正規化N値に比べてばらつきが大となる傾向が強い。回帰式についても、図-3.7.14(b)のほうが相関性が高い結果を与えているが、本式は相対密度が75%以下のデータにより作成されており、これ以上の相対密度に対しては過大な値を与える可能性があることに留意を要する。

締固め地盤の残留強度を算定する方法として、ひとつは締固め後のN値や設計上の相対密度を上式に代入する方法が考えられる。一方、図のプロットは主に高さ数m～数十mの盛土構造物の被災事例から逆算されたものであり、これに相当する有効土被り圧において発揮された残留強度であることに留意を要する。この意味からは、室内でのせん断試験結果から砂の残留強度比を定式化した石原・吉嶺ら[2)3)]の研究成果（図-3.7.1，図-3.7.2参照）を用い、地盤内の初期有効応力の違いの影響を勘案した残留強度予測式を準備しておく必要があるものと思われる。石原、吉嶺によると、前述したように砂の残留強度比Su/σ_{v0}'は流動ポテンシャルufを用いて式(3.7.1)のように求められる。さらに、豊浦標準砂の流動ポテンシャルと間隙比（相対密度）の関係が図-3.7.15のように求められており（図-3.7.2(2)中の単純せん断データのみ抽出）、これと相対密度DrとN値の関係を与える。
Skemptonの式（式3.7.2）から、流動ポテンシャルがN値と対応づけられる。これにより砂の正規化N値（あるいは相対密度）により定まる流動ﾎﾟﾃﾝｼｬﾙufと初期有効上載圧σ_{v0}'から、残留強度を式(3.7.1)にて求め、すべり計算においてはすべり線上の各部位での初期有効土被り圧の大きさを勘案して残留強度を設定することができる。なお流動ﾎﾟﾃﾝｼｬﾙufは、間隙比との間に図-3.7.15に併記したような2つの直線関係を仮定し、図-3.7.16および式(3.7.5)式のように与えた。

$$\begin{aligned} uf &= 100 && (N_1 < 5) \\ &= 170 - 14N_1 && (5 \leqq N_1 < 10) \\ &= 60 - 3N_1 && (10 \leqq N_1 < 20) \\ &= 0 && (N_1 > 20) \end{aligned} \qquad (3.7.5)$$

ここに　N_1：正規化N値（有効上載荷重1.0kgf/cm²相当）

既往の盛土崩壊事例からの残留強度の逆算と、室内での静的一方向せん断による残留強度の測定は、全く異なる手法、砂を用いて実施されている。両者が一致する保障は全くないが、設計法として両者を併記

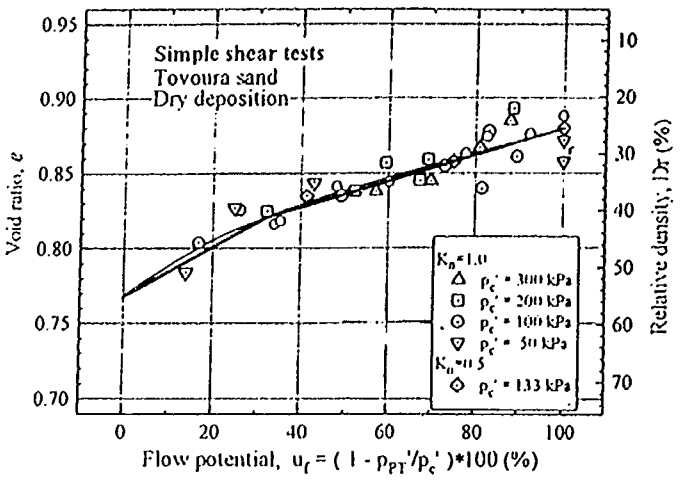


図-3.7.15　単純せん断条件での豊浦砂の間隙比～流動ポテンシャル関係[3)]

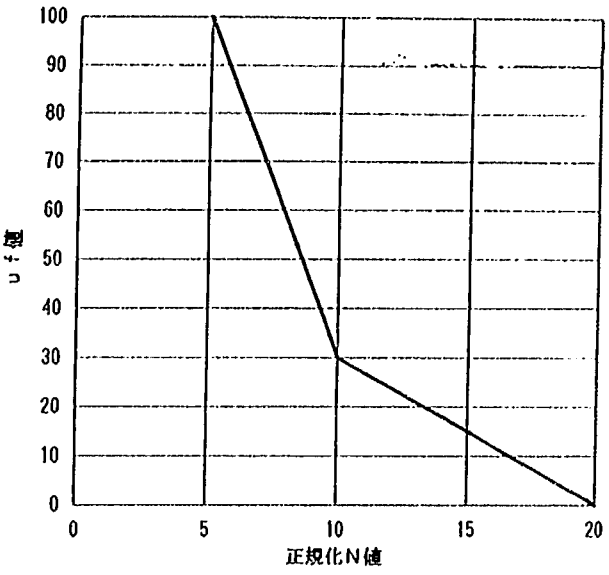


図-3.7.16　流動ポテンシャルと正規化N値の関係

する場合、２つの手法による評価値がどの程度異なるかを調べておくことは重要と思われる。そこで、既往の逆算残留強度データでの初期有効上載荷重を文献から読みとり（あるいは、記述のない場合には盛土の平均的な高さに対応する上載荷重とした）、残留強度比Su／σ_{v0}'　を計算して石原・吉嶺による評価値との比較を行った。その結果を図-3.7.17,図-3.7.18に示す。図-3.7.17は正規化N値、図-3.7.18は相対密度に対して両者を比較した結果であり、図中の太い実線が石原・吉嶺式による評価値を表す。図より、実測データはかなりのばらつきを有して石原・吉嶺式の上下にプロットされている。ただし、図中に→を付けたデータは、地盤の細粒分含有率が３０％～６０％と大きく、この３点を除けば、データの多くは石原・吉嶺式の付近、あるいはその上方に位置している。細粒分の少ない砂地盤に対しては、石原・吉嶺の式が残留強度の評価に際して比較的安全側の値を与えていることが判る。定性的には、石原・吉嶺らの値が準定常状態での最低強度を採用していることに対応するといえなくもないが、逆に室内の静的なせん断試験に比べ、加振が継続された状態での残留強度は加振のない状態に比べてかなり低下するとの指摘[10, 11)]もあり確定的な結論は難しい。

Stark and Mesri[14)]は、Seedが示した正規化N値と残留強度の関係に対して、図-3.7.17と同様、初期有効上載荷重で除した残留強度比の整理を試みている。しかしながらSeedの整理結果に見られるばらつきはあまり解消されず、その原因として、実際のすべり線上で動員される残留強度の応力依存性やすべり破壊時の排水条件の違いの影響などをその原因として述べている。図-3.7.17や図-3.7.18のばらつきをもたらした理由には、当然これらも含まれるものと思われる。図-3.7.19は、Baziar,Dorby[5)]が幾つかの逆算データから残留強度比を求めた結果の一例を示す。Su／σ_{v0}'の値は0.04～0.2の範囲で大きくばらついている。

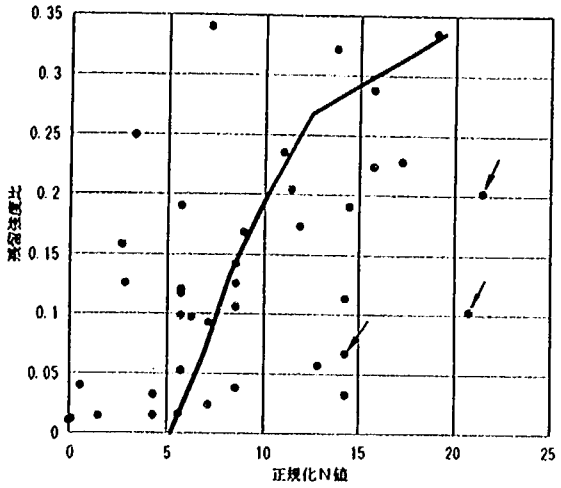


図-3.7.17　石原・吉嶺式と逆算残留強度の比較結果

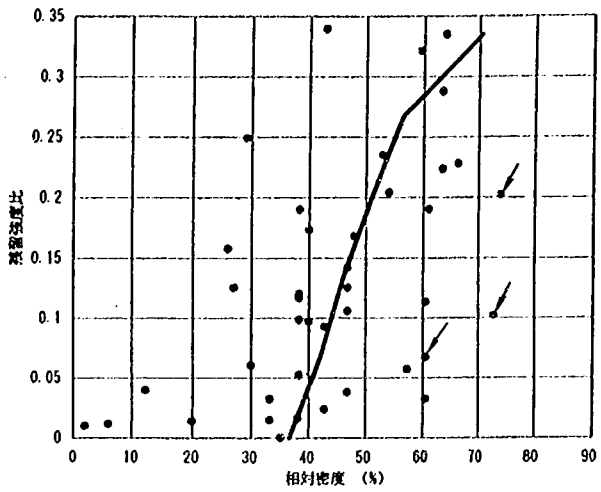


図-3.7.18　石原・吉嶺式と逆算残留強度の比較結果

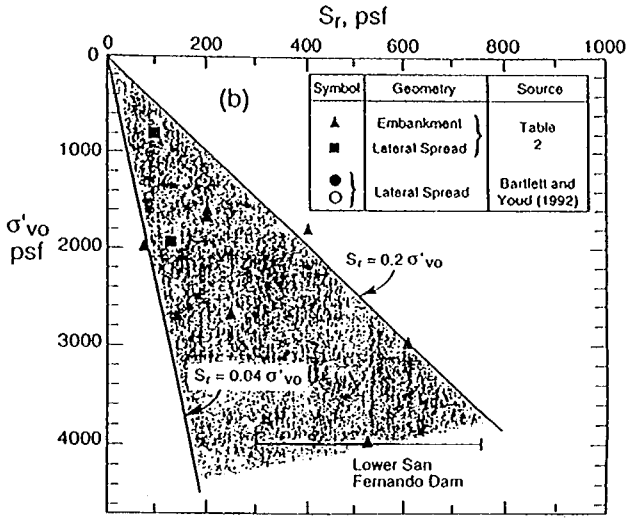


FIG. 7. Charts Relating (a) Normalized Standard Penetration Resistance $(N_1)_{60}$; and (b) Residual Shear Strength S_r, to Vertical Effective Overburden Pressure, σ'_{vo} for Saturated Nongravelly Silt-Sand Deposits that Have Experienced Large Deformations

図-3.7.19　逆算残留強度比の検討例[5]

Konrad, Watts[6]は、Seedの正規化N値と残留強度の関係のばらつきの原因が、各々の土質特性の違いにあるとの立場から、図-3.7.20に示すような残留強度の評価法を提案している。間隙比と残留強度（logスケール）からなる平面上で残留強度線が傾きλの直線として表示されること、および正規化N値と相対密度の関係にも線形関係があることから、図のように正規化N値と残留強度（logスケール）の間にも線形関係を仮定し、その傾きχをSeedらによる過去の逆算事例および室内試験データから図-3.7.21のように求めている（Seedの事例のうち、現場逆算値のみならず、室内での残留強度測定を同時に行っていた事例のみを抽出してχを逆算し、室内試験で求まるλとの相関をとったもの）。詳細は文献[6]に譲るが、本手法では次の式(3.7.6)により現地の砂に対する原位置残留強度が求められる。

$$\log Su(field) = \log Su_0 + \chi (N_1)_{60} \qquad (3.7.6)$$

Su_0 ：室内での最大間隙比e_{max}に対する残留強度（三軸圧縮）

χ ：log Su～$(N_1)_{60}$平面での直線の傾き。室内試験によって間隙比e～log Su平面上

の直線の傾きλを求め、図-3.7.21のλ～χ関係を用いて決定することができる。

$(N_1)_{60}$：原位置の正規化N値

本手法では、現地から採取した試料を用いて室内試験で間隙比と残留強度の関係、最大間隙比における残留強度を求めておき（ある基準化された手法による）、これと原位置で得られた正規化N値から残留強度を求めるものである。室内試験を必要とするために手間がかかる反面、土の種類によってオーダーが異なる残留強度を、かなりの精度で評価することが可能である。残留強度の新しい評価手法の一例といえる。

以上の検討結果から、締固め地盤の残留強度の評価法として、式(3.7.1)、(3.7.5)で表される石原・吉嶺の手法を用いることが暫定的な一試案として考えられる。既往の実事例からの逆算値である式(3.7.3)、(3.7.4)についても、併用して用いていくことが可能であろう。砂の残留強度の評価は容易ではない。砂の種類の影響や、実破壊時のせん断モード、すべり線上での応力状態の違いやせん断時のストレスパスの違いの影響、あるいは排水条件の影響など、数多くのunknown factorが残されていることを最後に記しておく。

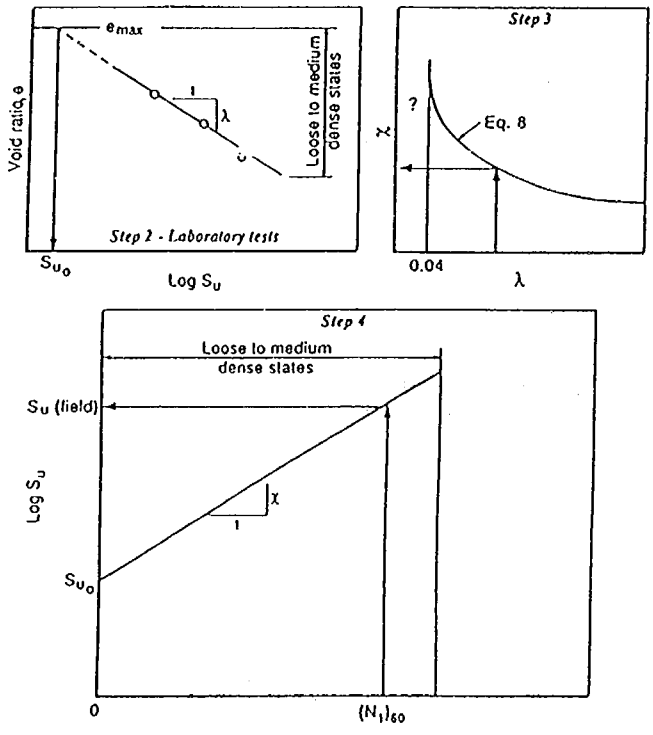


図-3.7.20　室内試験を用いた原位置残留強度の推定法（Konrad, Watts）[6]

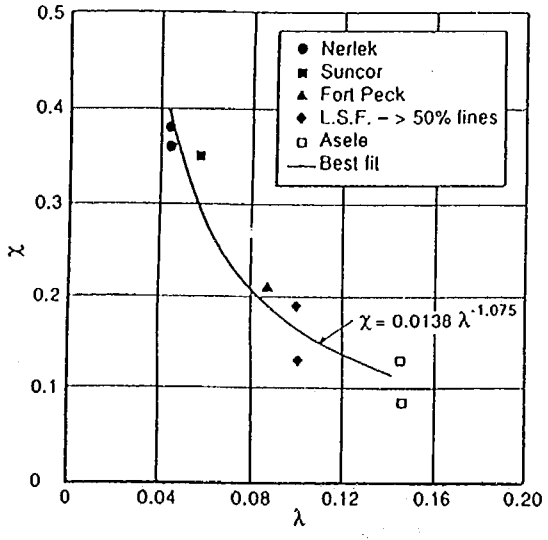


図-3.7.21　パラメーターχの推定チャート[6]

3.7.2　残留強度を用いた盛土・地中構造物の試設計例

3.7.1では、石原・吉嶺の研究成果および既往の地震時被災事例からの逆算残留強度を用いた２種類の残留強度評価式を提案した。本節では、この提案式を用いて盛土の円弧すべり計算および線状地中構造物のすべり安定計算を実施した結果について報告する。Δｕ法に基づくＬ－１での安全率に対し、残留強度を用いたＬ－２の安全率がどの程度の値になるのか、また並列表記した２つの残留強度評価式で求められる安全率の値がどの程度異なるのかを検討し、残留強度法の設計法としての適用性を議論することが本節の目的である。

以下では、既往の事例からの逆算値を用いる方法をＡ法、石原・吉嶺による残留強度比を用いる方法をＢ法と称する。

(1) 盛土構造物の試設計例

(a) 設計モデルおよび設計条件

「4.2.2　動的強度を用いた全応力法の適用性の検討」で示す盛土構造物、地盤条件、設計震度をもとに締固め工法の試設計を行った。締固め工法としてサンドコンパクションパイル工法をとりあげた。盛土構造物の設計全体のフローを図-3.7.22に示す。ここでは、まず中規模地震動（Ｌ－１）に対して、盛土構造物が安定となるように改良範囲、改良仕様を設定する。次の大規模地震動（Ｌ－２）の検討では、本来は地震中の検討を行う必要があるが、ここでは前節の残留強度の推定式の適用性を検討するため、地震後の検討のみを行う。なお、残留強度を用いた地震後の安定計算では、Ａ法およびＢ法の２つの設計式を用い、両者の比較を行う。

また、無対策地盤での中規模地震、大規模地震時の安定性の検討については、「4.2.2　動的強度を用いた全応力法の適用性の検討」に示し、ここでは締固め工法の検討結果のみを示す。

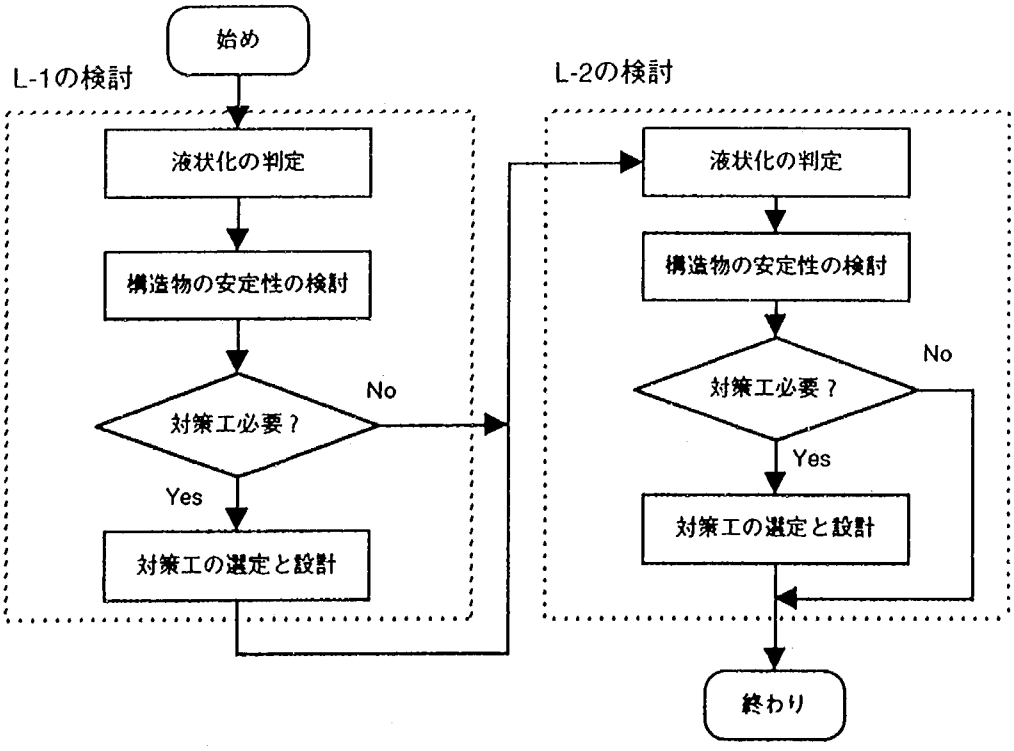


図-3.7.22 盛土構造物の液状化対策工の設計フロー

(b) 中規模地震の検討

中規模地震動（Ｌ－１）を対象とした締固め工法の設計手順を図-3.7.23に示す。締固め工法の設計では、改良範囲の仮定を行い、改良目標N値が確保できるような改良仕様を設定する。その後、改良域および未改良域の地盤の強度を考慮した、地震時の円弧すべり計算により盛土構造物の安定性検討を行うものとする。盛土構造物の安定計算には、過剰間隙水圧の上昇を考慮した有効応力法による円弧すべり計算法を用いる。

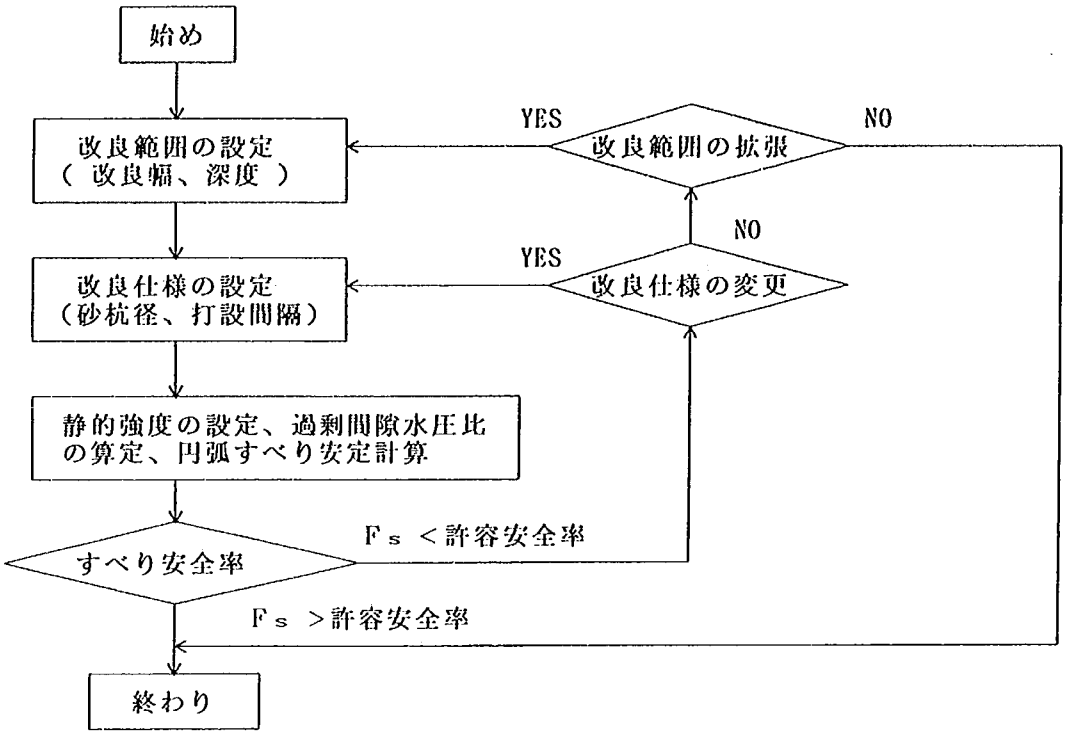


図-3.7.23　締固め工法の設計手順

改良深度は中規模地震動で完全液状化層と判定された層（砂質土層）の下端深度までとした。平面的な改良範囲は、すべり安全率が許容安全率を満足する範囲とした。ここでは、所定のすべり安全率を満足するため堤体法面直下まで改良範囲を拡張した。改良仕様は、改良後の液状化抵抗率が1.1を上回るように設定した。以上より、設定した改良範囲および改良仕様を図-3.7.24に示す。また、円弧すべり安定計算の結果得られた最小すべり安全率を与えるすべり円弧を図-3.7.25に示す。この時のすべり安全率は1.09であり、許容すべり安全率1.0を上回っている。

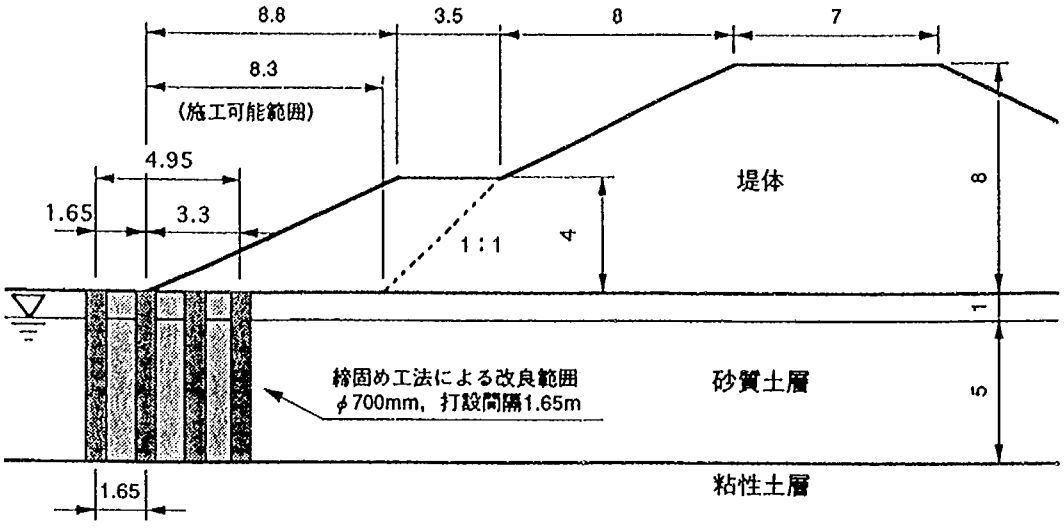


図-3.7.24　改良範囲と改良仕様

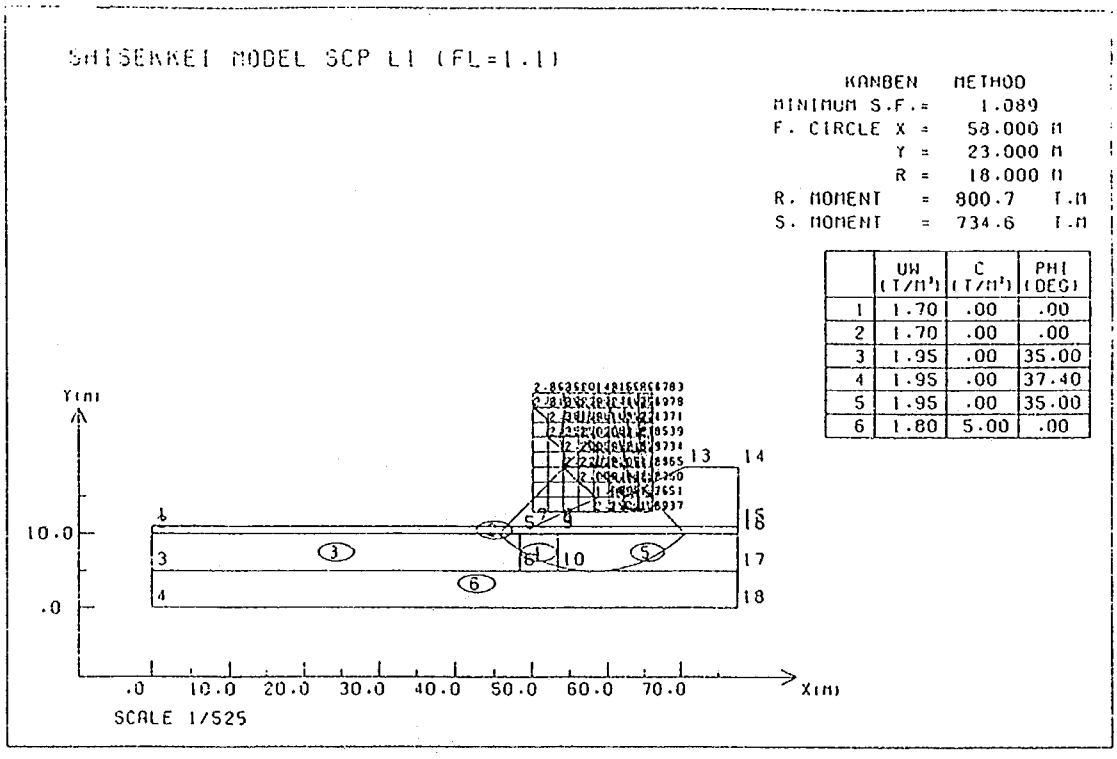


図-3.7.25　最小すべり安全率を与えるすべり円弧（中規模地震）

(c) 大規模地震（地震後）の検討

中規模地震動に対して設定した締固め改良域に対して、液状化の判定を行った結果を表-3.7.2に示す。中規模地震動に対しては、最小F_L値が1.15であったが、大規模地震時には0.613となり完全液状化に至っている。締固め地盤の残留強度Aは、換算N値（正規化N値）が20程度と大きいため、原地盤の残留強度（図－4.2.4(b)参照）と比較すると4倍近い値となっている。また、残留強度Bは流動ポテンシャルがほぼ0であり、残留強度比としてとり得る最大値となるが、換算ϕ（残留強度と等価な内部摩擦角）をみるとせいぜい18°程度である。残留強度AとBを比較するとAの方が大きな値を示しているが、これは前節でも述べたように残留強度BがAよりも安全側の評価を与えることによるものと思われる。

地下水位(m)	1
設計震度	0.60
地震動のタイプ	2

表-3.7.2　締固め地盤の液状化判定と残留強度

土層	算定深度 (m)	N値	細粒分含有率Fc (%)	全土被り圧 σ_v (kgf/cm²)	有効土被り圧 σ_v' (kgf/cm²)	換算N値 N_1	補正N値 N_a	繰返し三軸強度比 R_L	動的せん断強度比 R	地震時せん断応力比 L	液状化抵抗率 F_L	残留強度A Su-A (tf/m2)	流動ポテンシャル ul	残留強度B Su-B (tf/m2)	換算ϕ (degree)
砂質土層	1.00	10.1	15	0.170	0.170	19.68	21.92	0.33	0.593	0.591	1.004	2.987	0.965	0.564	18.354
砂質土層	2.00	11.2	15	0.365	0.265	19.70	21.94	0.33	0.594	0.802	0.741	2.991	0.910	0.880	18.364
砂質土層	3.00	12.3	15	0.560	0.360	19.68	21.92	0.33	0.593	0.891	0.666	2.987	0.968	1.194	18.354
砂質土層	4.00	13.4	15	0.755	0.455	19.68	21.93	0.33	0.594	0.936	0.634	2.988	0.946	1.510	18.357
砂質土層	5.00	14.5	15	0.950	0.550	19.69	21.94	0.33	0.594	0.959	0.620	2.990	0.926	1.825	18.361
砂質土層	6.00	15.6	15	1.145	0.645	19.70	21.94	0.33	0.594	0.969	0.613	2.991	0.914	2.141	18.363

締固め部については表-3.7.2、原地盤部については表－4.2.4(b)の残留強度を用い、「4.2.3　残留強度を用いた全応力法の適用性の検討」で示した安定解析手法により、大規模地震時（地震後）の安定解析を行った結果を図-3.7.26に示す。図は最小すべり安全率を与えるすべり円弧を示している。A，Bいずれの残留強度でも許容安全率1.0を確保することはできず、大規模地震時（地震後）には流動破壊が生じる可能性がある。そこで、改良仕様はそのままで、改良範囲を盛土直下部へ1.65m（打設間隔）拡張した結果を図-3.7.27に示す。改良範囲を拡張することにより、残留強度Bを用いた場合には許容すべり安全率1.0を確保できるが、残留強度Aでは盛土直下部内でのすべりが発生している。残留強度Aでは盛土の上載圧による強度増加が考慮されないため、盛土直下部の残留強度が水平地盤部と同じとなる。また、改良部では原地盤よりも大きな残留強度が発揮されるため、盛土全体が側方へ変形する挙動（大きなすべり）は抑制されるものの、盛土直下部内の小さなすべりが発生したと思われる。以上の検討ケースについて得られた最小すべり安全率を表-3.7.3に示す。

表-3.7.3　最小すべり安全率

地震規模	設計水平震度 Kh	手法	改良範囲（m）	最小すべり安全率
中規模地震（L－1）	0.18	Δu法	4.95	1.09
大規模地震（L－2）	0.6	残留強度A	4.95	0.61
		残留強度B	4.95	0.88
		残留強度A	6.60	0.71
		残留強度B	6.60	1.03

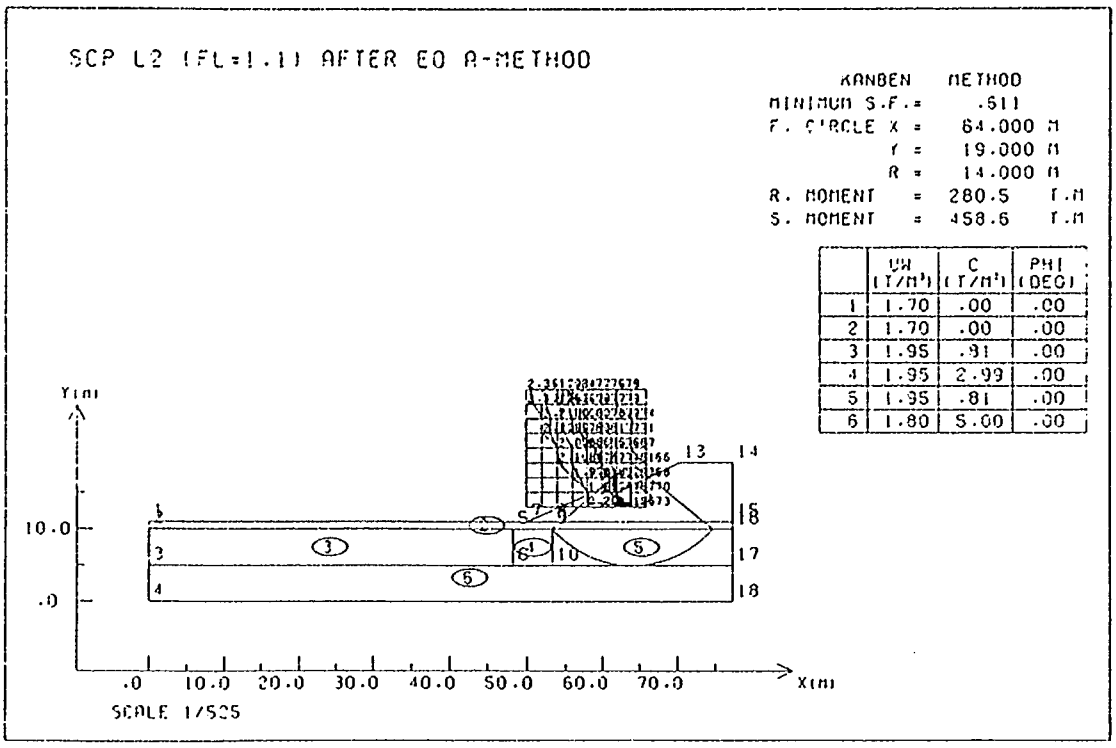


図-3.7.26(a)　最小すべり安全率を与えるすべり円弧（大規模地震、残留強度A）

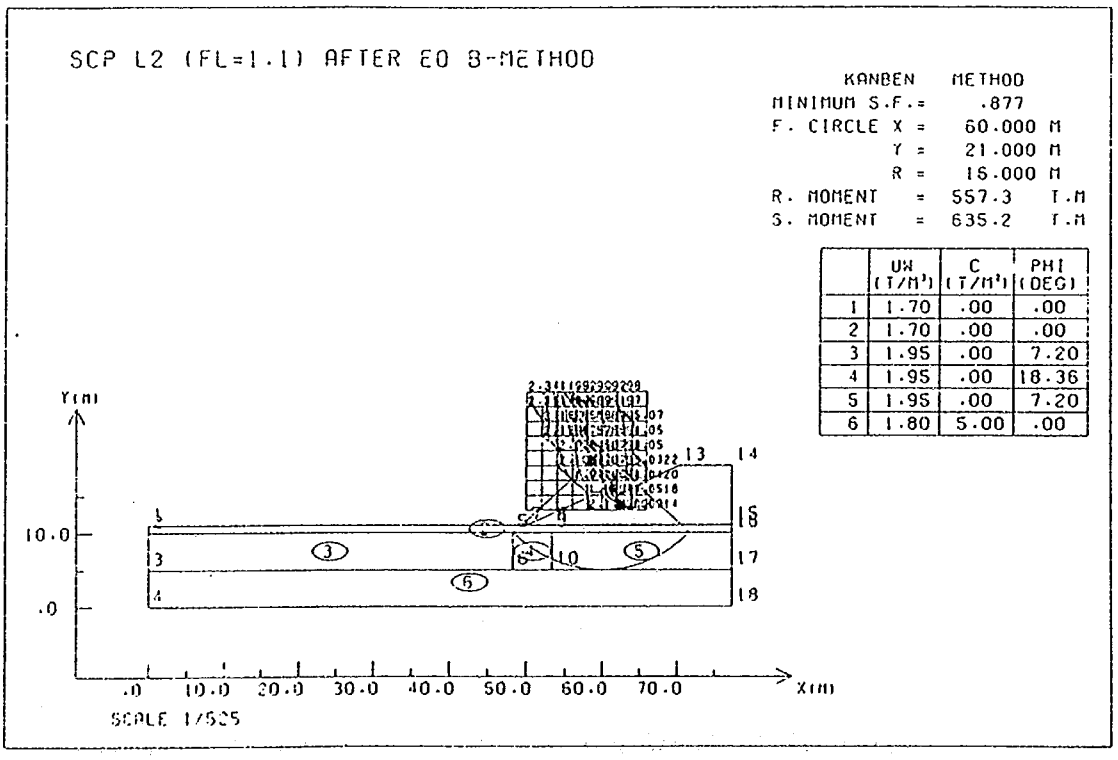


図-3.7.26(b)　最小すべり安全率を与えるすべり円弧（大規模地震、残留強度B）

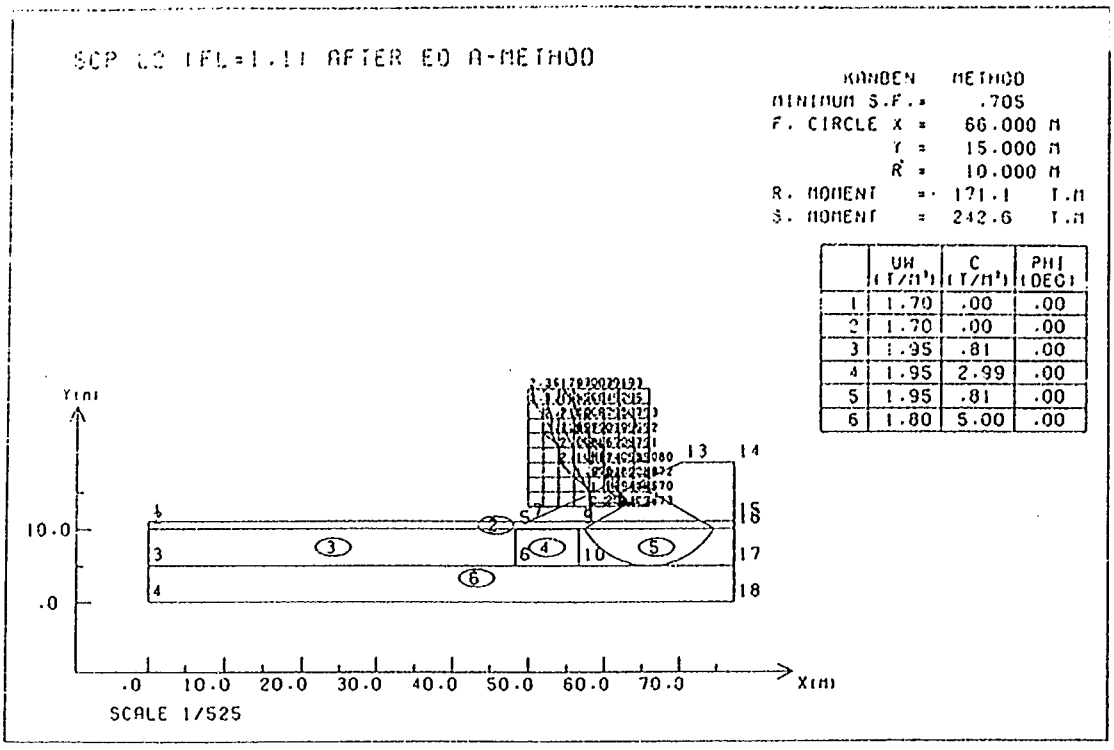


図-3.7.27(a)　改良範囲拡張後の最小すべり安全率を与えるすべり円弧

（大規模地震、残留強度A）

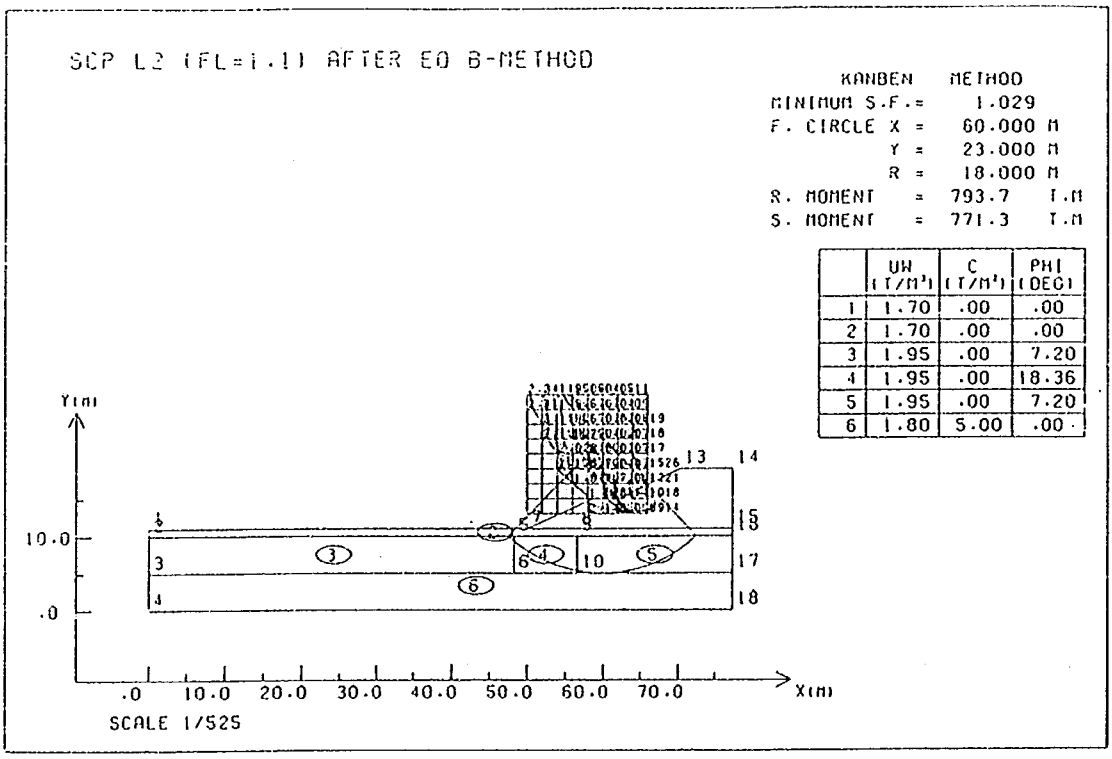


図-3.7.27(b)　改良範囲拡張後の最小すべり安全率を与えるすべり円弧

（大規模地震、残留強度B）

(2) 地中構造物の試設計例

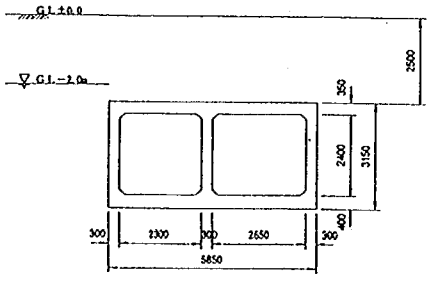
(a) 設計モデルおよび設計条件

図-3.7.28に示すような地盤モデル、および既設地中構造物モデルを用いて試設計を行った。地盤条件としては、初期N値＝３～５、細粒分含有率を１５％と３０％の２ケースとし、締固め工法としてサンドコンパクションパイル工法をとりあげた。地中構造物の設計フローおよび設計式を図-3.7.29, 図-3.7.30 に示す。試設計ではまず、Ｌ－１を想定したΔｕ法による設計を行って改良仕様（打設ピッチ）を設定し、その仕様を用いてＬ－２に対する残留強度法での設計を実施した。残留強度法では、すべり線上のせん断強度をＡ法およびＢ法の２つの設計式を用いて算定している。

(b) 無対策地盤での設計例

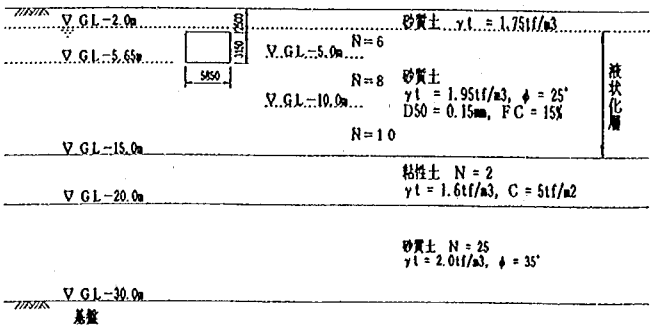
締固め改良のケースに先立ち、無対策地盤での検討を行った。図-3.7.31および表-3.7.4には、無対策地盤に対するＬ－１、Ｌ－２での液状化判定結果を示す。F_L値はＬ－１で０．５～０．６、Ｌ－２で０．２程度の値をとり、いづれも全層液状化の判定となる。従って、Δｕ法では過剰間隙水圧比が１となり、地盤部のせん断強度は全く見込めない。また表-3.7.5に示したように、無対策地盤の正規化Ｎ値では流動ポテンシャルはすべて１００となり、従って残留強度法のＢ法でもせん断強度を見込むことができない。一方、Ａ法では正規化Ｎ値に対応した残留強度が０．４tf/m2程度見込まれ、無対策地盤に対しても何らかの強度が与えられることになる。すべり安全率の算定結果は図-3.7.32, 表-3.7.6に示す通りであり、Δｕ法および残留強度法のＢ法の両者ですべり安全率が０．７５、Ａ法では０．９８となる。このように、緩い地盤ではＢ法よりもＡ法のほうが安全率が大となる結果を与えるが、許容安全率（Ｌ－１で１．５、Ｌ－２で１．０～１．５）は満足しておらず、地盤改良を要する、との結論が導かれる。

1) 構造物条件

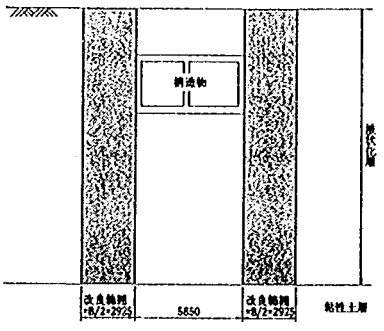


図－ロ　計算モデル図

2) 地盤条件



地盤条件図



改良範囲

図-3.7.28　試設計に用いた地盤・構造物モデル

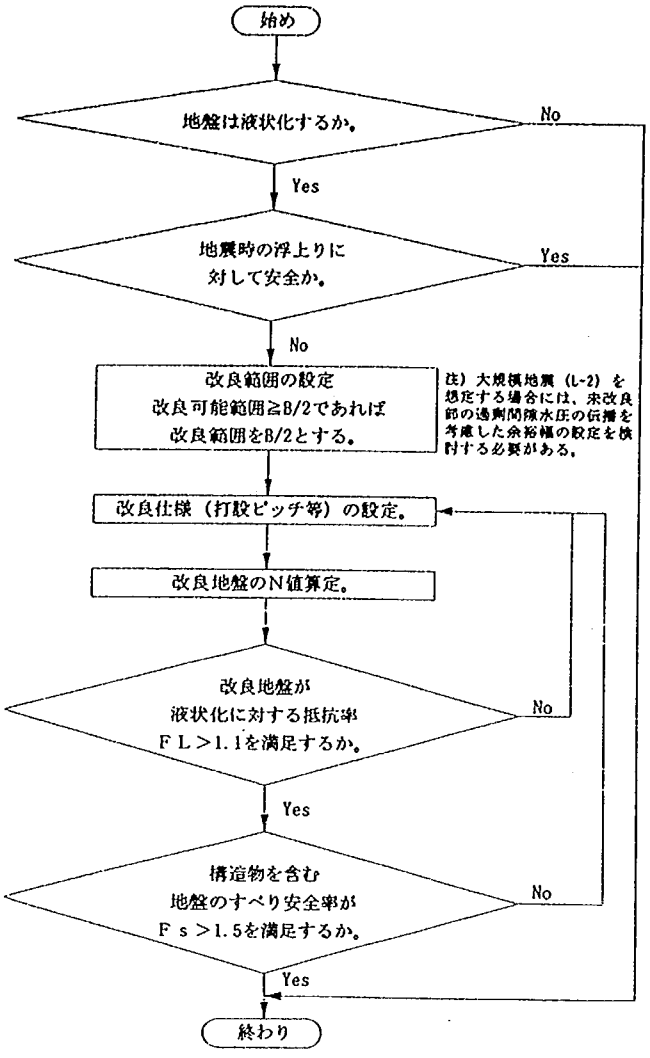


図-3.7.29　地中構造物の安定性検討フロー

$$Fs = \frac{\Sigma Mri}{\Sigma Mdi}$$

$$Mri = ri \times li \times \frac{B}{2} + \frac{Ws}{2} \times \frac{B}{4}$$

$$Mdi = \left(\gamma i \times Hi \times \frac{B}{2}\right) \times \frac{B}{4}$$

ここに、

Fs　：すべり安全率

Mri　：ｉ層における抵抗モーメント（tf／m・m）

Mdi　：ｉ層における作用モーメント（tf／m・m）

Hi　：層厚（m）

γi　：単位体積重量（tf／m3）

B　：共同溝幅（m）

Ws　：共同溝重量（tf／m）

ri　：せん断抵抗（tf／m2）（＝C＋σ'n0・tanφ）

li　：すべり面の長さ（m）

C　：粘着力（tf／m2）

Δu　：過剰間隙水圧（tf／m2）（＝Lu×σv'）

Lu　：過剰間隙水圧比

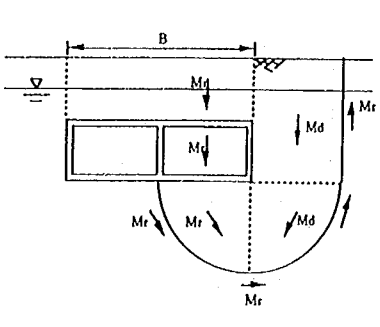
σ'n0　：すべり面に対して法線方向の有効直応力（tf／m2）

$$\sigma'_{n0} = \left(\frac{1+K0}{2} - \frac{1-K0}{2}\cos 2\theta\right) \cdot (\sigma'_v - \Delta u)$$

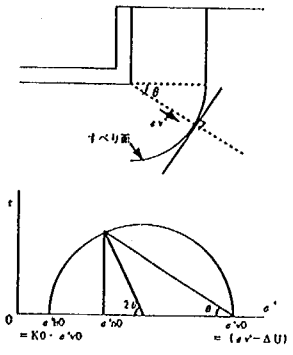
K0　：静止土圧係数（＝0.5）

σv'　：有効上載圧（tf／m2）

φ'　：せん断抵抗角（度）



（a）計算モデルの概念図



（b）せん断抵抗の算定方法

図-3.7.30　すべり安定計算の計算式

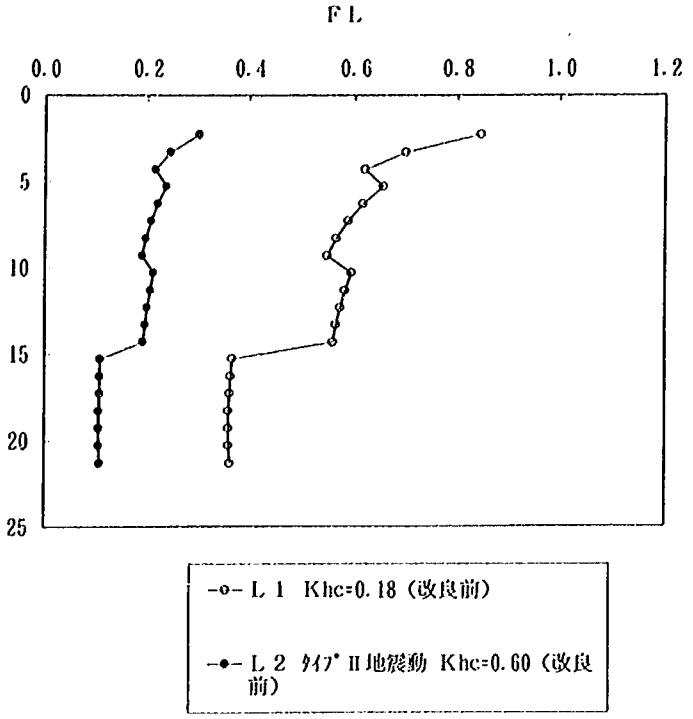


図-3.7.31　原地盤の液状化安全率

表-3.7.4　原地盤の液状化判定結果

液 状 化 の 判 定 ボーリング

土質	層厚(m)	深度 (m)	N値	全上載圧 σv (tgf/cm²)	有効上載圧 σ'v (tgf/cm²)	平均粒径 D50 (mm)	10%粒径 D10 (mm)	細粒分含有率 Fc(%)	塑性指数 Ip	粘土分含有率 Pc(%)	繰返し三軸強度比 RL	低減係数 rd	タイプ1地震動 繰返し応力振幅強度比 R	タイプ1地震動 地震時せん断応力比 L	タイプ1地震動 抵抗率 FL	タイプ1地震動 FL判定	タイプII地震動 繰返し応力振幅強度比 R	タイプII地震動 地震時せん断応力比 L	タイプII地震動 抵抗率 FL	タイプII地震動 FL判定
砂質土	1.30	1.30	3	0.228	0.228	0.15	0.00	15.00	0.00		0.170	0.981	0.170	0.177		水位以上	0.210	0.588		水位以上
砂質土	1.00	2.30	3	0.409	0.379	0.15	0.00	15.00	0.00		0.158	0.966	0.158	0.188	0.844	×	0.189	0.625	0.302	×
砂質土	1.00	3.30	3	0.601	0.474	0.15	0.00	15.00	0.00		0.152	0.951	0.152	0.218	0.698	×	0.178	0.727	0.245	×
砂質土	1.00	4.30	3	0.799	0.569	0.15	0.00	15.00	0.00		0.147	0.936	0.147	0.237	0.620	×	0.169	0.788	0.215	×
砂質土	1.00	5.30	4	0.994	0.664	0.15	0.00	15.00	0.00		0.162	0.921	0.162	0.248	0.655	×	0.196	0.827	0.237	×
砂質土	1.00	6.30	4	1.189	0.759	0.15	0.00	15.00	0.00		0.157	0.906	0.157	0.255	0.616	×	0.187	0.851	0.220	×
砂質土	1.00	7.30	4	1.384	0.854	0.15	0.00	15.00	0.00		0.153	0.891	0.153	0.260	0.588	×	0.179	0.866	0.207	×
砂質土	1.00	8.30	4	1.579	0.949	0.15	0.00	15.00	0.00		0.148	0.876	0.148	0.262	0.566	×	0.172	0.874	0.197	×
砂質土	1.00	9.30	4	1.774	1.044	0.15	0.00	15.00	0.00		0.145	0.861	0.145	0.263	0.549	×	0.166	0.878	0.189	×
砂質土	1.00	10.30	5	1.969	1.139	0.15	0.00	15.00	0.00		0.157	0.846	0.157	0.263	0.595	×	0.186	0.877	0.212	×
砂質土	1.00	11.30	5	2.164	1.234	0.15	0.00	15.00	0.00		0.153	0.831	0.153	0.262	0.583	×	0.180	0.874	0.206	×
砂質土	1.00	12.30	5	2.359	1.329	0.15	0.00	15.00	0.00		0.150	0.816	0.150	0.261	0.574	×	0.174	0.869	0.200	×
砂質土	1.00	13.30	5	2.554	1.424	0.15	0.00	15.00	0.00		0.146	0.801	0.146	0.259	0.566	×	0.169	0.862	0.196	×
砂質土	1.00	14.30	5	2.749	1.519	0.15	0.00	15.00	0.00		0.143	0.786	0.143	0.256	0.560	×	0.164	0.853	0.192	×
粘性土	1.00	15.30	2	2.933	1.603	0.15	0.00	15.00	0.00		0.093	0.771	0.093	0.251	0.368	×	0.093	0.846	0.110	×
粘性土	1.00	16.30	2	3.093	1.663	0.15	0.00	15.00	0.00		0.092	0.756	0.092	0.253	0.365	×	0.092	0.843	0.109	×
粘性土	1.00	17.30	2	3.253	1.723	0.15	0.00	15.00	0.00		0.091	0.741	0.091	0.252	0.363	×	0.091	0.839	0.109	×
粘性土	1.00	18.30	2	3.413	1.783	0.15	0.00	15.00	0.00		0.090	0.726	0.090	0.250	0.361	×	0.090	0.833	0.108	×
粘性土	1.00	19.30	2	3.573	1.843	0.15	0.00	15.00	0.00		0.089	0.711	0.089	0.248	0.361	×	0.089	0.827	0.108	×
シルト	1.00	20.30	2	3.745	1.915	0.15	0.00	15.00	0.00		0.088	0.696	0.088	0.245	0.361	×	0.088	0.816	0.108	×
シルト	1.00	21.30	2	3.945	2.015	0.15	0.00	15.00	0.00		0.087	0.681	0.087	0.240	0.363	×	0.087	0.799	0.109	×

□.地層データの入力

（タイプ1地震動）　設計水平震度 khc= 0.18

（タイプII地震動）　設計水平震度 khc= 0.6

地下水位の深度⇒ 2 m

土層数（≦14）= 6

表-3.7.5　原地盤のせん断強度の算定結果

土質	層厚 (m)	深度 (m)	原地盤 N値	有効上載圧 σ'v (tf/m²)	タイプⅠ FL値	タイプⅠ 過剰間隙水圧比 Lu	タイプⅡ FL値	タイプⅡ 過剰間隙水圧比 Lu	(A) 残留強度(改良) Su (tf/m²)	(B) 残留強度(改良) Su (tf/m²)	(B) 換物 φ'ダッシュ k u f
砂質土	1.30	1.30	3	2.28		0.00		0.00			
砂質土	1.00	2.30	3	3.79	0.81	1.00	0.30	1.00	0.38	0.00	100.0
砂質土	1.00	3.30	3	4.74	0.70	1.00	0.25	1.00	0.38	0.00	100.0
砂質土	1.00	4.30	3	5.69	0.62	1.00	0.22	1.00	0.38	0.00	100.0
砂質土	1.00	5.30	4	6.61	0.66	1.00	0.24	1.00	0.47	0.00	100.0
砂質土	1.00	6.30	4	7.59	0.62	1.00	0.22	1.00	0.47	0.00	100.0
砂質土	1.00	7.30	4	8.51	0.59	1.00	0.21	1.00	0.47	0.00	100.0
砂質土	1.00	8.30	4	9.49	0.57	1.00	0.20	1.00	0.47	0.00	100.0
砂質土	1.00	9.30	4	10.44	0.55	1.00	0.19	1.00	0.47	0.00	100.0
砂質土	1.00	10.30	5	11.39	0.60	1.00	0.21	1.00	0.57	0.00	100.0
砂質土	1.00	11.30	5	12.31	0.58	1.00	0.21	1.00	0.57	0.00	100.0
砂質土	1.00	12.30	5	13.20	0.57	1.00	0.20	1.00	0.57	0.00	100.0
砂質土	1.00	13.30	5	14.24	0.57	1.00	0.20	1.00	0.57	0.00	100.0
砂質土	1.00	14.30	5	15.19	0.56	1.00	0.19	1.00	0.57	0.00	100.0

底版幅：B　＝　5.85 (m)
躯体上端深度：d1 ＝　2.50 (GL-m)
躯体下端深度：d2 ＝　5.65 (GL-m)
躯体重量：WB＝　17.1 (tf)

（注１）ＷＢには収容物件重量を含む。
（注２）躯体下端深度＋Ｂ/２　＞　２０ｍ の場合は手計算すること

Ｍｒ１，Ｍｄ１

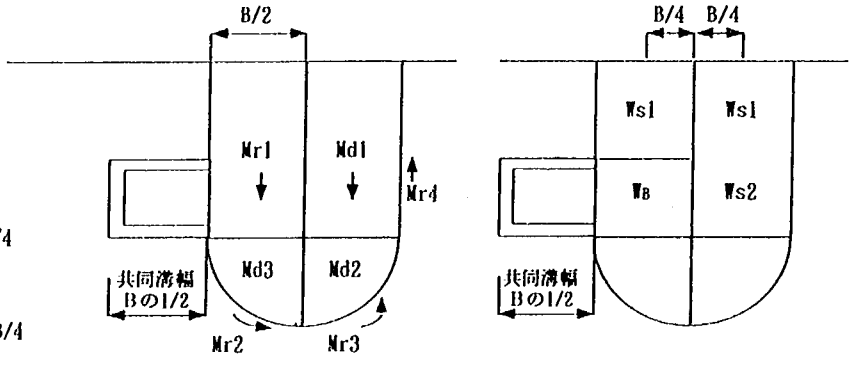
Ws1＝　13.09　(tf)

Ws2＝　17.97　(tf)

WB＝　8.55　(tf)

Mr1＝(Ws1＋WB)×B/4
　＝　31.65

Md1＝(Ws1＋Ws2)×B/4
　＝　45.42



Ｍｒ３　（注）地下水位以下の場合の計算
注：分割数が小さくなると計算誤差が著しい

	θ	h	σv0'	σn0	Lu (Hiro I)	Lu (Hiro II)	φ	l	Δu法 (Hiro I) τ_{f1u}	Δu法 (Hiro II) τ_{f1u}	Su法 (A) τ_{fu}	Su法 (B) τ_{fu}	Δu法 (Hiro I) $Mr3_{1u}$	Δu法 (Hiro II) $Mr3_{1u}$	Su法 (A) $Mr3_{u}$	Su法 (B) $Mr3_{u}$
9																
1	85	5.90	7.21	5.00	1.00	1.00	25.7	0.51	0.00	0.00	0.47	0.00	0.00	0.00	0.71	0.00
2	75	6.41	7.69	4.78	1.00	1.00	25.7	0.51	0.00	0.00	0.47	0.00	0.00	0.00	0.71	0.00
3	65	6.89	8.14	8.07	1.00	1.00	25.4	0.51	0.30	0.00	0.47	0.00	0.00	0.00	0.71	0.00
4	55	7.33	8.56	4.54	1.00	1.00	25.4	0.51	0.00	0.00	0.47	0.00	0.00	0.00	0.71	0.00
5	45	7.72	8.93	7.37	1.00	1.00	25.4	0.51	0.00	0.00	0.47	0.00	0.00	0.00	0.71	0.00
6	35	8.05	9.24	7.96	1.00	1.00	25.1	0.51	0.00	0.00	0.47	0.00	0.00	0.00	0.71	0.00
7	25	8.30	9.49	4.88	1.00	1.00	25.1	0.51	0.00	0.00	0.47	0.00	0.00	0.00	0.71	0.00
8	15	8.48	9.65	9.44	1.00	1.00	25.1	0.51	0.00	0.00	0.47	0.00	0.00	0.00	0.71	0.00
9	5	8.56	9.74	6.39	1.00	1.00	25.1	0.51	0.00	0.00	0.47	0.00	0.00	0.00	0.71	0.00
													0.00	0.00	6.38	0.00

Ｍｒ４

	深度(m)	σv'	Lu (Hiro I)	Lu (Hiro II)	φ	li	Δu法 (Hiro I) τ_{f1u}	Δu法 (Hiro II) τ_{f1u}	Su法 (A) τ_{fu}	Su法 (B) τ_{fu}	Mr4 (地下水位以上)	Δu法 (Hiro I) $Mr4_{1u}$ (地下水位以下)	Δu法 (Hiro II) $Mr4_{1u}$ (地下水位以下)	Su法 (A) $Mr4_{u}$ (地下水位以下)	Su法 (B) $Mr4_{u}$ (地下水位以下)
地下水位以上	1.000	1.75	0.00	0.00	27.6	2.00					2.39				
地下水位以下	2.500	3.98	1.00	1.00	26.1	1.00	0.00	0.00	0.38	0.00		0.00	0.00	1.12	0.00
地下水位以下	3.500	4.93	1.00	1.00	25.5	1.00	0.00	0.00	0.38	0.00		0.00	0.00	1.12	0.00
地下水位以下	4.500	5.88	1.00	1.00	25.0	1.00	0.00	0.00	0.38	0.00		0.00	0.00	1.12	0.00
地下水位以下	5.325	6.66	1.00	1.00	26.0	0.65	0.00	0.00	0.47	0.00		0.00	0.00	0.90	0.00
合計						5.65					2.39	0.00	0.00	4.28	0.00
											Mr4(合計)	2.39	2.39	6.66	2.39

図-3.7.32　原地盤のすべり安定計算結果

表-3.7.6　原地盤のすべり安全率の算定結果

すべり安全率

(既設構造物)		L－1	L－2
Δu法	Fs	0.75	0.75
	Freq	1.5	1.2
	Mr1	31.6	31.6
	Mr2	0.0	0.0
	Mr3	0.0	0.0
	Mr4	2.4	2.4
	Md1	45.4	45.4
Su法(A)	Fs	－	0.98
	Freq	－	1.2
	Mr1	－	31.6
	Mr2	－	0.0
	Mr3	－	6.4
	Mr4	－	6.7
	Md1	－	45.4
Su法(B)	Fs	－	0.75
	Freq	－	1.2
	Mr1	－	31.6
	Mr2	－	0.0
	Mr3	－	0.0
	Mr4	－	2.4
	Md1	－	45.4

(c) 締固め地盤での設計例

細粒分含有率１５％および３０％の２ケースに対してＳＣＰ工法による締固めを想定した地盤改良の設計を行った。改良仕様は、Ｌ－１の入力地震動（地表面水平震度0.18のタイプⅠ地震動）に対して液状化安全率１．１を満足する仕様として、四角形配置の１．５ｍ（１５％）および１．４ｍ（３０％）が得られた。試設計の結果の一例として、細粒分含有率３０％の場合の設計の流れを表-3.7.7～表-3.7.10に示す。ＳＣＰ工法Ｃ法による改良後Ｎ値の算定結果、このＮ値に基づく液状化判定結果、すべり安全率の算定結果の順に掲載した。表-3.7.8には地盤改良後の液状化判定結果を示す。Ｌ－１で液状化安全率F_Lが１．１以上となるように改良仕様を設定するため、Ｌ－１での液状化判定はすべて○となっている。この仕様でＬ－２（地表面水平震度0.60のタイプⅡ地震動）の判定を行うと、F_L値は０．６程度の値となり、Ｌ－２ではすべての点が×となって完全液状化の判定となる。この場合、地盤改良を施していてもΔｕ法ではせん断強度を全く見込めないことになる。表-3.7.7中には残留強度の算定結果を併記したが、地盤改良を行った場合は、改良後の正規化Ｎ値が大となるため流動化ポテンシャルは１００以下となり、この場合にはＢ法でも残留強度を十分に見込むことができる。改良地盤に与えられる残留強度は、本ケースの場合平均して数tf/m2のオーダーとなった。Ａ法による残留強度とＢ法による評価値を比較した結果を図-3.7.33に示す（細粒分含有率１５、３０％の２ケースを併記）が、一般的傾向として、地盤の浅い部分ではＡ法＞Ｂ法、地盤深部の初期有効上載荷重が大きな部分ではＡ法＜Ｂ法の関係となる。すべり安全率はこれらの平均的なものとして算定されるため、２つの手法による安全率の大小関係は、一般には地盤モデルや改良深さによって変動することになろう。

すべり安定計算で得られた安全率を表-3.7.11および図-3.7.34にまとめる。まずＬ－１の設計では、改良地盤の液状化安全率ＦＬを最低１．１以上としたことで、すべり安全率は１．８～２．１と許容値１．５を大きくクリアーする結果となった。地中構造物では、F_L＞１．１の規定（改良部の極端な剛性低下や周辺からの過剰間隙水圧の伝播の影響を極力防止するため）によってＬ－１の設計には元々かなりの余裕が与えられている。一方Ｌ－２では、地盤の細粒分含有率により異なるものの、３０％のケースでは１．５～１．６と、やはり許容値をクリアーする結果を与えている。また、Ａ法とＢ法では安全率に若

干の差異が見られるものの、今回の検討では両者に極端な違いは生じない結果となった。Δu法による安全率はL－2では無対策地盤と同じ0.75とならざるを得ず、設計が不能となっているのに対し、残留強度法を用いることによって地中構造物のL－2設計は十分に成立するものと考えられる。

表-3.7.7　SCP工法C法による改良後N値の算定結果と残留強度の評価

細粒分含有率	30 %	emax=	1.60	パイルピッチ=	1.40
N値増加効果の低減率β	0.30	emin=	0.84	置換率as=	0.196

土質	層厚 (m)	深度 (m)	原地盤N値	有効上載圧 σ'v (tf/m²)	Dr0	e0	e1	Dr1	改良後のN値 N1'	細粒分補正後の改良地盤N値 N1	N1と有効上載圧によるφの算定	タイプI FL値	タイプI 過剰間隙水圧比 Lu	タイプII FL値	タイプII 過剰間隙水圧比 Lu	(A) 残留強度(改良) Su (tf/m²)	(B) 残留強度(改良) Su (tf/m²)	(B) 液動ﾀﾞｲﾅﾐｯｸ,ﾙ u f
													0.00		0.00			
砂質土	1.30	1.30	3	2.28	37.8	1.31	0.86	97.5	20	8	35	1.66	0.03	0.85	1.00	1.02	0.50	60.5
砂質土	1.00	2.30	3	3.79	35.0	1.33	0.88	95.3	22	9	33	1.39	0.10	0.70	1.00	1.08	0.70	56.2
砂質土	1.00	3.30	3	4.74	33.6	1.34	0.88	94.2	24	9	33	1.25	0.21	0.62	1.00	1.14	0.92	51.9
砂質土	1.00	4.30	3	5.69	32.3	1.35	0.89	93.1	25	10	32	1.28	0.18	0.66	1.00	1.41	1.49	33.0
砂質土	1.00	5.30	4	6.64	36.0	1.33	0.87	96.1	29	11	33	1.21	0.26	0.62	1.00	1.48	1.81	28.6
砂質土	1.00	6.30	4	7.59	34.8	1.34	0.88	95.1	30	12	33	1.17	0.31	0.59	1.00	1.55	2.16	24.3
砂質土	1.00	7.30	4	8.54	33.7	1.34	0.88	94.3	31	12	33	1.14	0.40	0.57	1.00	1.62	2.54	20.0
砂質土	1.00	8.30	4	9.49	32.7	1.35	0.89	93.5	33	13	32	1.12	0.46	0.55	1.00	1.69	2.83	18.9
砂質土	1.00	9.30	4	10.44	31.8	1.36	0.90	92.7	34	13	32	1.17	0.33	0.60	1.00	2.02	3.27	14.2
砂質土	1.00	10.30	5	11.39	34.6	1.34	0.88	95.0	38	15	33	1.16	0.35	0.58	1.00	2.10	3.59	13.1
砂質土	1.00	11.30	5	12.31	33.8	1.34	0.88	94.3	39	15	33	1.15	0.37	0.57	1.00	2.19	3.92	12.0
砂質土	1.00	12.30	5	13.29	33.0	1.35	0.89	93.7	40	15	33	1.15	0.39	0.57	1.00	2.27	4.25	11.0
砂質土	1.00	13.30	5	14.24	32.2	1.36	0.89	93.1	42	16	33	1.15	0.39	0.56	1.00	2.35	4.58	9.9
砂質土	1.00	14.30	5	15.19	31.5	1.36	0.90	92.5	43	16	33							

表-3.7.8　改良地盤の液状化判定結果

土質	層厚(m)	深度 (m)	N値	全上載圧 σv (kgf/cm²)	有効上載圧 σ'v (kgf/cm²)	平均粒径 D50 (mm)	10%粒径 D10 (mm)	細粒分含有率 Fc(%)	塑性指数 Ip	粘土分含有率 Pc(%)	繰返し三軸強度比 RL	低減係数 rd	タイプI地震動 繰返しせん断強度比 R	タイプI地震動 地震時せん断応力比 L	タイプI地震動 抵抗率 FL	タイプI地震動 FL判定	タイプII地震動 繰返しせん断強度比 R	タイプII地震動 地震時せん断応力比 L	タイプII地震動 抵抗率 FL	タイプII地震動 FL判定
砂質土	1.30	1.30	8	0.228	0.228	0.15	0.00	30.00	0.00		0.332	0.981	0.332	0.177		水位以上	0.585	0.588		水位以上
砂質土	1.00	2.30	9	0.409	0.379	0.15	0.00	30.00	0.00		0.311	0.966	0.311	0.188	1.659	○	0.528	0.625	0.845	×
砂質土	1.00	3.30	9	0.604	0.474	0.15	0.00	30.00	0.00		0.303	0.951	0.303	0.218	1.389	○	0.506	0.727	0.696	×
砂質土	1.00	4.30	10	0.799	0.569	0.15	0.00	30.00	0.00		0.297	0.936	0.297	0.237	1.254	○	0.489	0.788	0.620	×
砂質土	1.00	5.30	11	0.994	0.664	0.15	0.00	30.00	0.00		0.317	0.921	0.317	0.248	1.280	○	0.545	0.827	0.659	×
砂質土	1.00	6.30	12	1.189	0.759	0.15	0.00	30.00	0.00		0.310	0.906	0.310	0.255	1.213	○	0.524	0.851	0.616	×
砂質土	1.00	7.30	12	1.384	0.854	0.15	0.00	30.00	0.00		0.304	0.891	0.304	0.260	1.169	○	0.508	0.866	0.586	×
砂質土	1.00	8.30	13	1.579	0.949	0.15	0.00	30.00	0.00		0.299	0.876	0.299	0.262	1.139	○	0.494	0.874	0.566	×
砂質土	1.00	9.30	13	1.774	1.044	0.15	0.00	30.00	0.00		0.294	0.861	0.294	0.263	1.119	○	0.483	0.878	0.551	×
砂質土	1.00	10.30	15	1.969	1.139	0.15	0.00	30.00	0.00		0.309	0.846	0.309	0.263	1.174	○	0.522	0.877	0.595	×
砂質土	1.00	11.30	15	2.164	1.234	0.15	0.00	30.00	0.00		0.304	0.831	0.304	0.262	1.160	○	0.509	0.874	0.582	×
砂質土	1.00	12.30	15	2.359	1.329	0.15	0.00	30.00	0.00		0.300	0.816	0.300	0.261	1.151	○	0.498	0.869	0.573	×
砂質土	1.00	13.30	16	2.554	1.424	0.15	0.00	30.00	0.00		0.296	0.801	0.296	0.259	1.146	○	0.488	0.862	0.567	×
砂質土	1.00	14.30	16	2.749	1.519	0.15	0.00	30.00	0.00		0.293	0.786	0.293	0.256	1.146	○	0.480	0.853	0.563	×

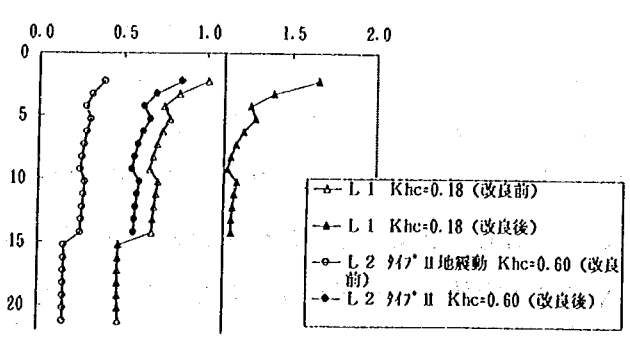


表-3.7.9　改良地盤のすべり安定計算一覧

σv0' ＝ 6.97
γ' ＝ 0.95　(注) γ'は、Mr3算定表のhに対応させること。
載荷幅：B ＝ 5.85
液状化層下端深度：d2 ＝ 5.65
K0 ＝ 0.5
液状化層φo＝ 25
地下水位＝ 2.00

Mr3　(注) 地下水位以下の場合の計算
(注：分割数が小さくなると計算誤差が著しい)

										Δu法		Su法		Δu法		Su法	
										(Ⅰ種Ⅰ)	(Ⅰ種Ⅱ)	(A)	(B)	(Ⅰ種Ⅰ)	(Ⅰ種Ⅱ)	(A)	(B)
	D	h	σv0'	σn0	Lu (Ⅰ種Ⅰ)	Lu (Ⅰ種Ⅱ)	φ	ti		r_{1u}	r_{1u}	r_{1u}	r_{1u}	$Mr3_{1u}$	$Mr3_{1u}$	$Mr3_{1u}$	$Mr3_{1u}$
9																	
1	85	5.95	7.21	5.00	0.26	1.00	32.8	0.51		2.39	0.00	1.48	1.81	3.57	0.00	2.21	2.71
2	75	6.41	7.69	4.78	0.26	1.00	32.8	0.51		2.28	0.00	1.48	1.81	3.41	0.00	2.21	2.71
3	65	6.89	8.14	8.07	0.34	1.00	32.6	0.51		3.43	0.00	1.55	2.16	5.12	0.00	2.32	3.23
4	55	7.33	8.56	4.54	0.34	1.00	32.6	0.51		1.93	0.00	1.55	2.16	2.88	0.00	2.32	3.23
5	45	7.72	8.93	7.37	0.38	1.00	32.6	0.51		3.13	0.00	1.55	2.16	4.68	0.00	2.32	3.23
6	35	8.05	9.24	7.96	0.40	1.00	32.4	0.51		3.02	0.00	1.62	2.54	4.51	0.00	2.42	3.80
7	25	8.30	9.49	4.88	0.40	1.00	32.4	0.51		1.85	0.00	1.62	2.54	2.77	0.00	2.42	3.80
8	15	8.48	9.65	9.44	0.40	1.00	32.4	0.51		3.58	0.00	1.62	2.54	5.35	0.00	2.42	3.80
9	5	8.56	9.73	6.39	0.40	1.00	32.4	0.51		2.43	0.00	1.62	2.54	3.62	0.00	2.42	3.80
														35.92	0.00	21.06	30.30

Mr4

							Δu法		Su法			Δu法		Su法	
							(Ⅰ種Ⅰ)	(Ⅰ種Ⅱ)	(A)	(B)		(Ⅰ種Ⅰ)	(Ⅰ種Ⅱ)	(A)	(B)
	深度(m)	σv'	Lu (Ⅰ種Ⅰ)	Lu (Ⅰ種Ⅱ)	φ	ti	r_{1u}	r_{1u}	r_{1u}	r_{1u}	Mr4 (地下水位以上)	$Mr4_{1u}$ (地下水位以下)	$Mr4_{1u}$ (地下水位以下)	$Mr4_{1u}$ (地下水位以下)	$Mr4_{1u}$ (地下水位以下)
地下水位以上	1.000	1.75	0.00	0.00	35.2	2.00					2.39				
地下水位以下	2.500	3.93	0.03	1.00	33.4	1.00	1.28	0.00	1.02	0.50		3.73	0.00	3.00	1.46
地下水位以下	3.500	4.93	0.10	1.00	32.8	1.00	1.43	0.00	1.08	0.70		4.18	0.00	3.17	2.03
地下水位以下	4.500	5.88	0.21	1.00	32.4	1.00	1.48	0.00	1.14	0.92		4.33	0.00	3.34	2.68
地下水位以下	5.325	6.66	0.18	1.00	33.1	0.65	1.79	0.00	1.41	1.49		3.40	0.00	2.69	2.83
合計						5.65					2.39	15.64	0.00	12.19	9.01
											Mr4(合計)	18.02	2.39	14.58	11.40

表-3.7.10　改良地盤のすべり安全率の算定結果

液状化判定

（ＳＣＰ改良）　　パイルピッチ＝ 1.40 (m)

土質	深度 (m)	原地盤 N値	細粒分補正後の改良地盤 N値	抵抗率 FL タイプⅠ地震動 khc= 0.18 (原地盤)	(改良後)	タイプⅡ地震動 khc= 0.60 (原地盤)	(改良後)
砂質土	1.30	3	8				
砂質土	2.30	3	9	1.003	1.659	0.388	0.845
砂質土	3.30	3	9	0.832	1.389	0.317	0.696
砂質土	4.30	3	10	0.743	1.254	0.278	0.620
砂質土	5.30	4	11	0.776	1.280	0.304	0.659
砂質土	6.30	4	12	0.732	1.213	0.283	0.616
砂質土	7.30	4	12	0.701	1.169	0.267	0.586
砂質土	8.30	4	13	0.677	1.139	0.255	0.566
砂質土	9.30	4	13	0.659	1.119	0.245	0.551
砂質土	10.30	5	15	0.708	1.174	0.273	0.595
砂質土	11.30	5	15	0.695	1.160	0.265	0.582
砂質土	12.30	5	15	0.686	1.151	0.259	0.573
砂質土	13.30	5	16	0.678	1.146	0.254	0.567
砂質土	14.30	5	16	0.673	1.146	0.250	0.563
粘性土	15.30	2		0.475		0.152	
粘性土	16.30	2		0.473		0.151	
粘性土	17.30	2		0.472		0.150	
粘性土	18.30	2		0.471		0.150	
粘性土	19.30	2		0.471		0.149	
シルト	20.30	2		0.473		0.149	
シルト	21.30	2		0.477		0.150	

すべり安全率

（既設構造物）

Δu法	Fs	1.88	0.75
	Freq	1.50	1.20
	Mr1	31.65	31.65
	Mr2	0.00	0.00
	Mr3	35.92	0.00
	Mr4	18.02	2.39
	Md1	45.42	45.42
Su法(A)	Fs	—	1.48
	Freq	—	1.20
	Mr1	—	31.65
	Mr2	—	0.00
	Mr3	—	21.06
	Mr4	—	14.58
	Md1	—	45.42
Su法(B)	Fs	—	1.61
	Freq	—	1.20
	Mr1	—	31.65
	Mr2	—	0.00
	Mr3	—	30.30
	Mr4	—	11.40
	Md1	—	45.42

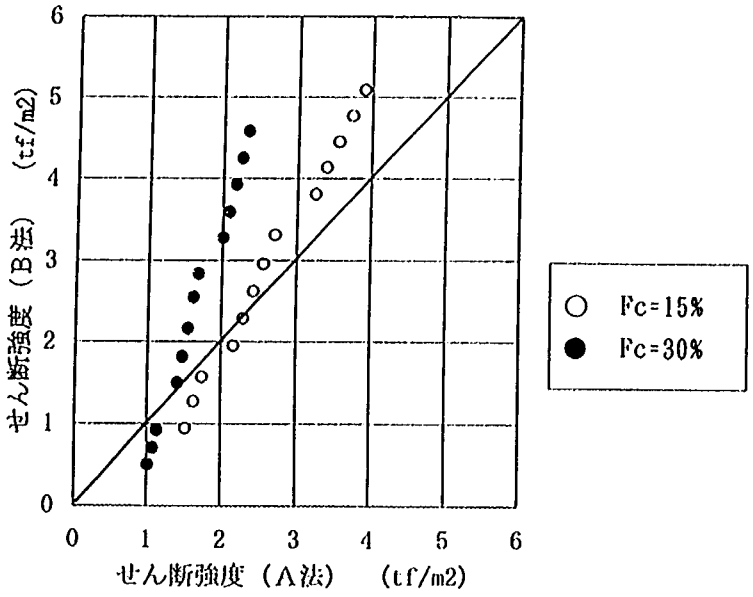


図-3.7.33　残留強度A法とB法の比較結果

表-3.7.11　すべり安定計算結果

ケース名	細粒分	改良仕様	すべり安全率 Fs		
			Δu法	残留A法	残留B法
CASE1	30%	無対策	0.75	0.98	0.75
CASE2	30%	□1.4m	1.88	1.48	1.61
CASE3	15%	□1.5m	2.12	1.89	1.87

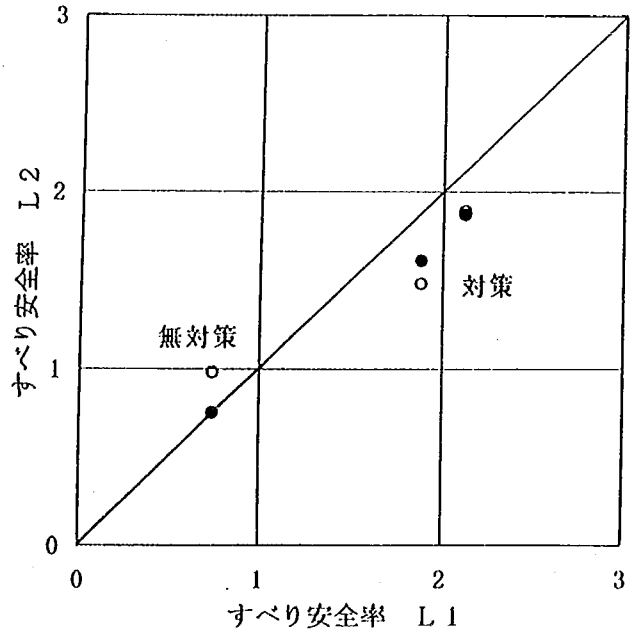


図-3.7.34　L1安全率とL2安全率の比較結果

(3) 残留強度法の適用性について

盛土および地中構造物を対象とした残留強度法の試設計を行った。これにより、Ｌ－２設計に対する残留強度法の適用性や各構造物別の使用上の問題点が明らかとなった。これらを以下に列挙する。

【盛土構造物】

① 盛土構造物の場合、水平地盤部では残留強度Ａの方が残留強度Ｂよりも大きな値を示しているにもかかわらず、すべり安全率はＢを用いた場合の方が大きな値を示している。この結果は「4.2.3 残留強度を用いた全応力法の適用性の検討」での無対策地盤の検討結果と同様のものであり、残留強度Ａの方が設計上安全側の結果を与えるものと思われる。これは、残留強度Ａは絶対値で与えられ拘束圧に依存しないため、Ｂと比較して盛土直下部の強度が低く評価されることが原因の一つと思われる。ただし、締固め後の最小すべり安全率を与えるすべり円弧の形状は異なっており、Ａ法でもＢ法のような盛土全体がすべるような円弧を仮定すれば、すべり安全率は大きくなり、両者の差は少なくなると思われる。

② ここで検討した盛土モデルにおいて、中規模地震を対象として設計した締固め工法の改良諸元では、大規模地震時（地震後）に十分な安定性を確保することはできなかったが、改良範囲を拡張することで許容すべり安全率を確保することができた。今回の検討条件では、提案した残留強度推定法の適用性があることが確認できた。

③ Ｂ法による残留強度は、ここで設定したＳＣＰ工法の改良仕様（打設間隔1.65m，置換率14.1%，相対密度94.4%）程度で頭打ちとなる。今回の試設計では改良範囲を拡張することにより、所定の安定性を確保できたが、改良範囲の拡張が不可能な場合には、Ｂ法を用いる限りは置換率を大きくしても残留強度が大きくならないため、締固め工法の設計が不可能となる。Ａ法による残留強度と正規化Ｎ値の関係を考慮すると、残留強度はある程度地盤が密になれば、急激に大きくなると考えられ、Ｂ法との隔たりが大きくなると考えられる。ここで試案として提案した残留強度推定法の密な砂地盤への適用性については、今後のさらなるデータの蓄積など検討が必要となると思われる。

【地中構造物】

① 地中構造物の場合も、Ｌ－２では改良地盤のF_L値が１以下となるため、Δｕ法による設計は不可能となった。残留強度法を用いた場合には、すべり線上に数tf/m2程度のせん断強度を見込むことができ、許容安全率をクリアーする結果となった。今回のモデルに対して、Ｌ－２設計における残留強度法の適用性が明らかとなった。また、残留強度予測式のＡ法とＢ法の違いについては、地盤モデルや改良深度によって大小関係が異なるものの、今回のモデルでは両者には極端な違いは生じない結果となった。

② 地中構造物では、元々Ｌ－１でのすべり安全率自体が高く、盛土構造物に比べてＬ－２での設計上の余裕度も大となる傾向が見られる。これは、地中構造部の設計が構造物周りのモーメントの相殺に基づいて行われており、地表面が水平な地中構造物では、仮に地盤強度を全く見込まなくとも構造物

自重との釣り合いによって０．７５程度の初期安全率を有していることによる。地表面上に盛土荷重を加えてすべり安定計算を行う盛土構造物とは、この点が異なる。そのため、地中構造物では盛土構造物に比べて地盤改良の効果がすべり安全率により敏感に反映され、Ｌ－２設計を容易にしているものと考えられる。このように、残留強度法の適用性は、盛土、地中という構造物形態の違い（設計計算法の違い）にも依存するものといえる。

3.7.3 レベル２地震動における動的締固め工法による改良地盤の評価に関する検討

(1) 検討目的

1995年兵庫県南部地震を契機に、大規模地震に対応した設計指針の見直しが関係各機関で図られている。これは、地震後に土木学会の「第２次提言」[15]にある「耐震技術基準のもとで構造物を設計する技術だけでなく、設計における地震力を上回る超過地震力への対応も必要」とする背景があるものと思われる。この中では土木構造物の保有すべき耐震性能について、「レベル１地震動に対して構造物が損傷しても機能に重大な支障が発生せず、かつ短期間での復旧が可能な範囲内での損傷に留めるものとする。」と謳っており、地盤の液状化でいうと、「レベル１地震動に対しては液状化を防ぎ、レベル２地震動に対しては、一部液状化したとしても構造物としての機能を保持する。」との解釈もできうると考えられる。

一方、現状の地盤の評価は、一般的には標準貫入試験によるＮ値で行われ、締固め改良が行われる場合には、原地盤（事前）のＮ値により、設計時の改良仕様が決定される。また、施工後の品質の確認においては、地盤全体からみると最も安全側の評価箇所である杭間で行われる。その際には、複雑な地盤に対して改良対象層（液状化対象層）のほとんど全点で目標値や管理値を満足することが要求される。このような基準をそのままレベル２地震動に適用することが、上記の第二次提言の思想、すなわち「土木構造物に対して機能は維持するが変形をある程度許容する」という考え方と整合するのか否かについて検討を加える必要があるものと考えられる。

このような観点に立って直下型のレベル２の地震動が襲ったポートアイランド、六甲アイランドにおけるボーリングデータを1996年12月に出刊された「道路橋示方書同解説Ⅴ耐震設計編」[16]（以下、新道示と呼ぶ）で示されている液状化判定に従って確率論的なアプローチを試みた。

本節においては、これらのアプローチによって得られた結果と「改良地盤では目標Ｎ値に達していないデータが何割か含まれていても有意な地盤沈下は生じていない。」という事実の関連を考察することを目的とする。

(2) L 2 地震動による締固め改良地盤の評価

(a) 分析方法

ポートアイランド（Ⅰ期、Ⅱ期）、六甲アイランドの対象地域を地盤改良の有無・種類に応じてゾーン分けし、それぞれのゾーンについて地盤沈下量、N値の頻度分布を求めた。地盤のN値については、新道示の方法に従って、液状化抵抗率F_L＜１となる割合（不合格率）を求めた。図-3.7.35のフローに従って分析方法の詳細を以下に述べる。

① 対象ゾーンの選定（改良域、未改良域）

ポートアイランドⅠ期、（締固め改良（ロッドコンパクション〔ＲＣ〕工法）、ドレーン改良（サンドドレーン〔ＳＤ〕工法）、未改良）ポーアトアイランドⅡ期（ドレーン改良（サンドドレーン改良）、未改良）、六甲アイランド（締固め改良（サンドコンパクションパイル〔ＳＣＰ〕工法）、ドレーン改良（サンドドレーン改良）、未改良）についてそれぞれ、１０、４、６地域にゾーン分けした。

② ボーリングデータの整理（細粒分含有率F_c、平均粒径D_{50}の仮定）

新道示により動的せん断強度比Ｒを算定するにはN値情報以外に、砂質土については細粒分含有率F_c、礫質土については平均粒径D_{50}の情報が必要であるが、それらの情報が不足しているため文献[7]などにより、まさ土はD_{50}＝２㎜、それ以外はF_c＝15％（ポートアイランド、ポートアイランドⅡ期）と仮定した。整理したボーリング本数は、ポートアイランドⅠ、Ⅱ期と六甲アイランドでそれぞれ107、24、104本であり、全N値データはそれぞれ、1,226、402、1,669個である。

③ 地表面最大加速度α_{max}の設定

設計水平深度k_{hc0}（地表面最大加速度／重力加速度に相当）の設定にあたっては、地表面最大加速度分布を示した文献[18]により、ポートアイランドⅠ期は500gal、ポートアイランドⅡ期及び六甲アイランドは400galと設定した。

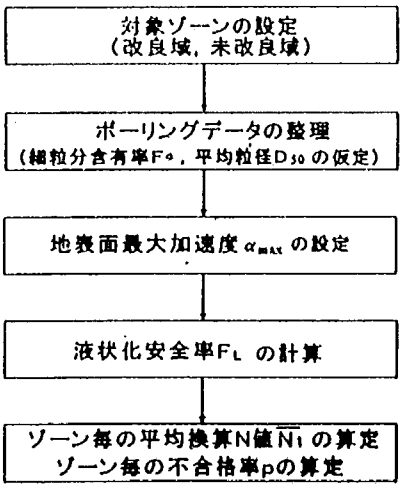


図-3.7.35 ボーリングデータの分析フロー

④　液状化安全率F_Lの計算

以上の条件から新道示の液状化判定に従い、各ボーリングデータについて各層におけるF_Lを計算した。

⑤　ゾーン毎の平均換算N値N_1、不合格率pの算定

④の算定結果をもとに、各ゾーンの改良域と未改良域について平均換算N値と不合格率を算定した。平均換算N値は、①で示した各ゾーンごとの換算N値：$N_1 = 1.7N/(\sigma_v' + 0.7)$の平均値であり、各ゾーンの平均的なN値として代表させたものである。不合格率pは、p＝（$F_L < 1$の度数）／（全度数）で定義される。

(b) 平均換算N値と不合格率及び相対沈下量の関係

以上の算定結果を整理したものが図-3.7.36の上図である。同下図には文献[7]のデータより対象地域の相対沈下量と平均換算N値の関係を併せて示している。

ただし、ここでいう相対沈下量とは地震後調査した建屋との段差の平均であり、圧密沈下量なども含んでいる可能性がある。図でみるように、まさ土を埋立材料としたポートアイランドを締固めによって平均換算N値20～25以上に改良した地盤では、F_Lが1以下である不合格率が20～70%であるにもかかわらず、液状化による沈下の被害がほとんどみられないことがわかる。さらに不合格率を相対沈下量の関係で示したものが図-3.7.37である。同図によれば、未改良地盤に比べて改良地盤の相対沈下量と不合格率はともに小さくなる傾向にある。

(c) まとめと考察

図-3.7.37で示したように、今回の分析により締固め改良地盤では目標N値に達していない（$F_L > 1$を満足していない）データが何割か含まれていても有意な地盤沈下が生じていないことがわかった。

さらに図-3.7.36でいえば、同じN値を有する地盤においても、すなわち$F_L > 1$を満足していない不合格率が同一の地盤であっても、無処理地盤が数十cmの地盤沈下が生じているのに対して締固め地盤ではほとんど地盤沈下が生じていない。この事実は同じN値であっても未改良と改良地盤の評価が異なる可能性を示唆している。この点について以下検討していく。

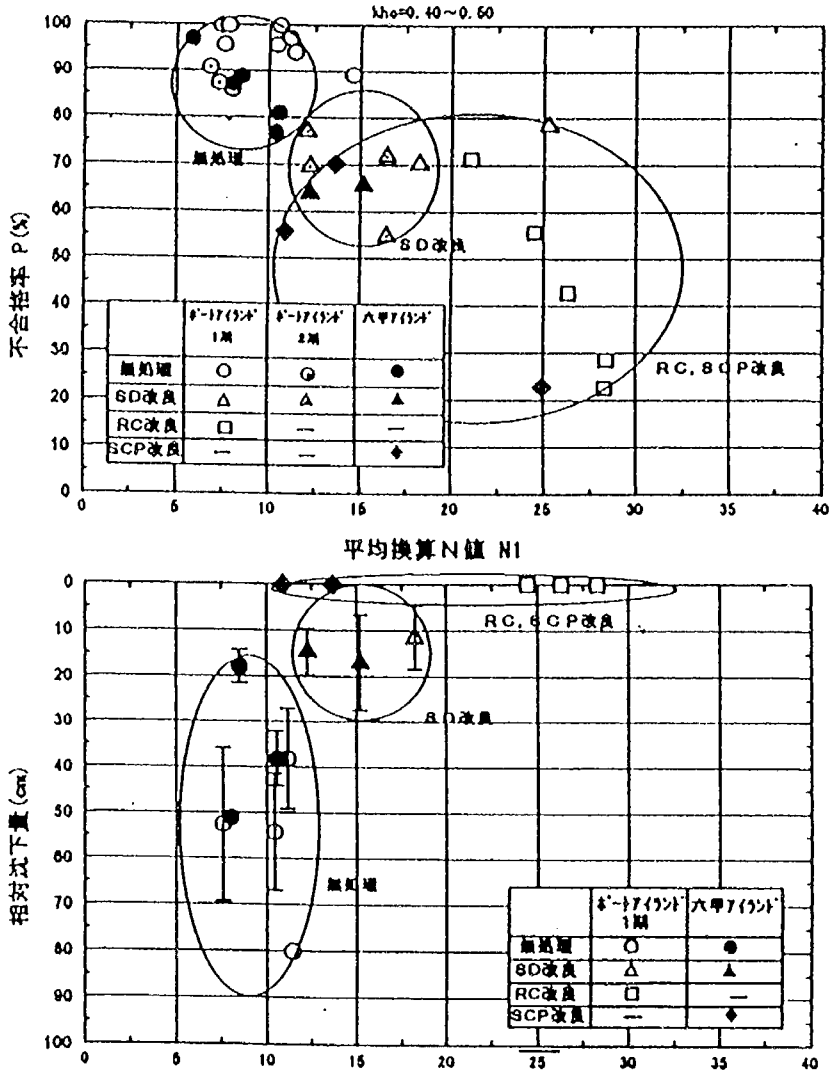


図-3.7.36　平均換算N値と不合格率・相対沈下量の関係

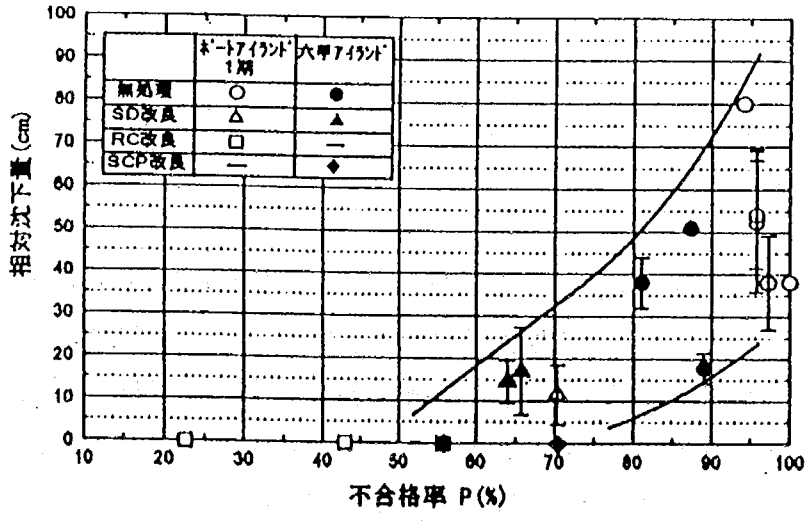


図-3.7.37　不合格率と相対沈下量の関係

(3) 静止土圧係数K_0の増加

(a) 既往の知見

K_0の増加が液状化強度に及ぼす影響については石原ら[19]により中空ねじり試験装置を用い、側方ひずみを拘束しながら正弦波形のせん断力を載荷した実験が実施されている。ここでは初期鉛直応力を一定にしてK_0を0.5から1.5まで変化させて液状化曲線を求めているが明らかにK_0を増加させると液状化強度が増加することを示している。

建設省ほか[20]では、軸圧と側圧を制御し、異方圧密を可能とする三軸圧力土槽を用いて相対密度D_r、有効上載圧σ_v'、土圧係数Kを種々に変化させて実験し「D_r、σ_v'がほぼ同一の場合でもK値が大きいほどN値も大きくなる。」との結論を得ている。また、この結論により「締固めた地盤におけるN値の増加には、密度増加のみならずK_0値の増加が影響しているようであり、改良後測定されたN値を用いて液状化の判定を行う場合にはこの点に留意する必要がある。」と指摘しているが、設計的に意味があるのか不明である。

また、新道示においてはN値や細粒分含有率F_cなどから推定される繰り返し三軸強度比R_Lと現地盤での動的せん断強度Rの関係について次のように示されている。[21]

$$R = C_w \cdot R_L$$

$$C_w = C_1 \cdot C_2$$

C_1：拘束応力に関する補正係数$= \dfrac{1+2K_0}{3}$

C_2：地震動の不規則性に関する補正係数

これによればK_0が0.5から1.0に変化した時、締固め改良地盤の液状化強度は1.5倍見込めることになる。

このように、K_0の増加が液状化強度の増加とN値の増加に寄与するかどうかの実験例はほとんどなく、これらの相互関係を設計レベルまでに反映させるには至ってはいないのが現状である。特にN値とK_0の関係については不明な点が多い。

(b) K_0の測定例

動的締固め工法により周辺地盤の静止土圧係数K_0が増加することを確認するために実施されたK_0の測定例の一覧を表-3.7.12にまとめている。同表ではサンドコンパクションパイル（ＳＣＰ）工法の測定例が多いが、バイブロフローテーション（ＶＦ）工法の一種であるディープバイブロ（ＤＶ）と吸水型のロッドコンパクション（ＲＣ）工法、動圧密（ＤＣ）工法、非振動式締固め砂杭工法であるＳＡＶＥコンポーザー（ＳＡＶＥ－ＣＰ）工法の測定例も併せて示している。K_0の変化は対象地盤の物性や測定深度、置換率などの多くの要因の影響を受け、また測定計器によっても変わってくる[25]ため一般的傾向を見いだすことは難しいが、置換率との関係はありそうである[24]ので、特にＳＣＰ工法についての測定例（一部ＳＡＶＥ－ＣＰも含む）について事例①②③⑥をまとめたものが図-3.7.38である。同図より最もK_0の増加が顕著に認められるＳＣＰ工法については置換率に正の相関があることがわかる。

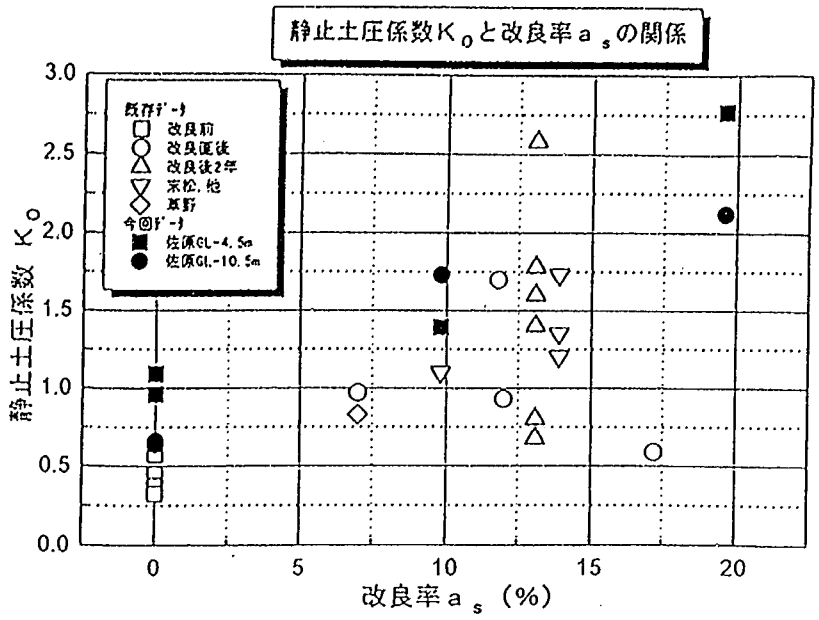


図-3.7.38　静止土圧係数と置換率の関係

(c) K_0増加についての解析例

液状化対策としてのＳＣＰ工法はϕ400～ϕ500のケーシングを貫入し締固め砂杭をϕ700まで造成することによって周辺地盤を締固める工法であり、その貫入・造成過程において周辺地盤の土要素の応力状態は変化し、K_0についても増加しているものと推察される。この貫入・造成過程時の土要素の応力状態の変化について、特にK_0の増加に着目して、軸対称モデルによる弾性有限要素法解析を試みた。

図-3.7.39は本解析でのメッシュ図であり地盤はＮ値10程度とし弾性係数ＥはＥ＝7Ｎ（kgf/cm^2）とした。また、非排水条件を想定しポアソン比は0.49とした。貫入過程、造成過程をそれぞれ半径方向に10cm→20cm、20cm→35cmの強制変位をそれぞれ11ステップで与えていった。着目した要素は杭長10ｍの中央部である深度5～6ｍの中心からの離れ1ｍ、2ｍの２点である。（１ｍ離れ：測定要素①，２ｍ離れ：測定要素②）

結果を図-3.7.40に示しており、貫入過程（ステップ1～11）、造成過程（ステップ12～22）におけるK_0の変化は1m離れの点で0.5→2.0、2m離れの点で0.5→1.0に変化していることがわかる。

このように杭打設による杭間の応力状態を強制変形で与えて解析した例としては川村ら[33]による事例があり、今回の結果と同様の結論を得ている。

表3.7.12　動的締固め工法におけるK_0値の増加の測定例

番号	場所	対象地盤	測定計器	K_0の変化（深度）	特記	置換率	文献番号
①	東京都江戸川区	山砂（N=5～10, Fc=20～30%） シルト（N=2～3） 沖積砂（N=10～20, Fc=10%）	側方土圧計 （水圧, 空圧型）	砂層（0.5→0.8）　GL-10～12m ｼﾙﾄ層（0.5→0.6）　GL-5～6m	・K_0の変動は施工時に大きくなり放置期間中に低減しながら一定値で安定する（打設後４ヶ月）	ＳＣＰ △2.5m（a_s=5.3%）	２２）
②	神奈川県川崎市	砂質土（不明）	不明	砂（0.5→1.5）　GL-3～9m 砂（0.6→1.1）　GL-4m	・改良前0.5前後であったものが、改良後1.0～1.5程度に増加する。	ＳＣＰ □1.7m（a_s=13.3%） ＳＣＰ □2.0m（a_s=9.6%）	２３）
③	千葉県千葉市	砂質土 [N=10程度, Fc=10%程度]	ＬＬＴ	0.4～0.6 ↓ 0.9～1.6　GL-3m	・中詰め材がスラグの方がK_0の増加が若干大きい ・a_sとK_0に相関がありそう。	ＳＣＰ □2.4m（a_s=6.7%） □1.8m（a_s=11.9%） □1.5m（a_s=17.1%）	２４）
④	千葉県富津市	砂質土 [N=5～10, Fc=5～25%]	S. B. P ダイラトメータ ジオセル	（1.7→5.4）SCP　GL-4.5m （2.8→4.5）DV （0.7→4.2）DV　GL-7m	・S.B.Pの方がジオセルよりもK_0の増加の仕方が大きい。 ・ダイラトメータは0.3→0.5～0.6	ＳＣＰ △1.8m（a_s=13.7%） ＤＶ △1.8m（a_s=13.7%）	２５）
⑤	不明	砂質土 [N=5～10, Fc=4～10%]	ＬＬＴ	（0.5～1.0→1.0～2.5）SCP　GL-4.6m （0.5～1.0→0.6～1.2）RC	・ＳＣＰは締固めのメカニズムからK_0の増加が顕著に認められる。	ＳＣＰ □1.5m（a_s=17.1%） ＲＣ □1.5m（a_s=17.1%）	２６）
⑥	茨城県佐原市	砂質土 上部 [N=5～10, Fc=20～30%] 下部 [N=10, Fc=10%]	ＳＢ－ＬＬＴ	1.0→1.5～2.5　GL-4.5m 0.6→1.5～2.0　GL-10.5m	・a_sとK_0に相関がある。	ＳＡＶＥ □1.4m（a_s=19.6%） □2.0m（a_s=9.6%）	２７）
⑦	不明	砂質土（N=5程度）		0.5→1.0～1.5　GL-1.4.7m	－－－－－－－－－－	ＳＣＰ	２８）
⑧	新千歳空港	火山灰質土	ジオセル	下部　0.33→0.53　GL-8m	加の傾向が見られ、ＳＣＰによる対策効果が明確に確認できる。	△1.5m（a_s=19.8%）	２９）
⑨	東京湾岸 京葉線 （有明・行徳）	砂質土（N=3～8）	ジオセル	0.5→0.9～1.2　（a_s=15.0%） 0.5→0.6　（a_s=11.0%） 0.5→0.3～0.9　（a_s=4.9%）	・改良率が大きいほど、改良効果（K_0の増加）が大きくなる傾向がある。	ＳＣＰ □1.6m（a_s=15.0%） □1.6m（a_s=11.0%） □1.6m（a_s=4.9%）	３０）
⑩	千葉県習志野市 千葉市	砂質土　N=5～10、水位上 N=1～5、水位下	プレシオメーター	0.5→1.3～2.4　GL-0m～-6m		ＤＣ 正方形配置6×6m 12tﾍﾝﾏｰ, 20m落下	３１）
⑪	日本海ＬＮＧ 新潟基地	砂質土　N=2～10	プレシオメーター	1.0→1.39　GL-2.0m 1.3→1.0　GL-5.0m 0.6→1.0　GL-9.0m	・改良によるK_0の低下が見られるが、これは測定地点が同一でないためである。	ＳＣＰ	３２）
備考		N$_s$：ラムサウンディングによるＮ値			ＤＶ：ﾃﾞｨｰﾌﾟﾊﾞｲﾌﾞﾛ, ＤＣ：動圧密 SAVE：SAVEコンポーザー ＲＣ：吸水型ロッドコンパクション		

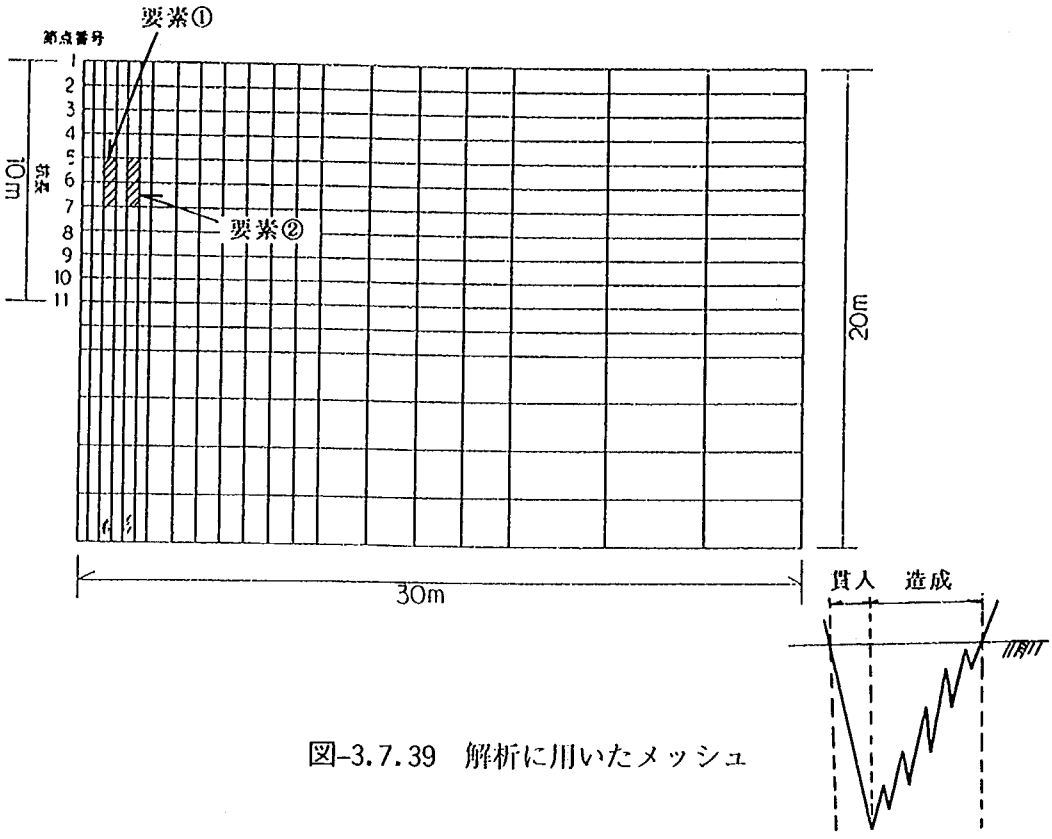


図-3.7.39　解析に用いたメッシュ

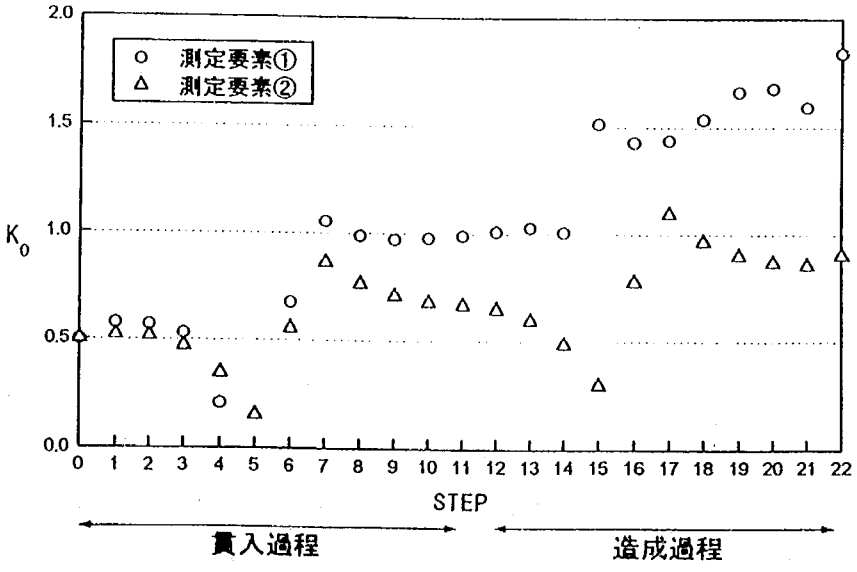


図-3.7.40　各ステップ毎のK_0の変化

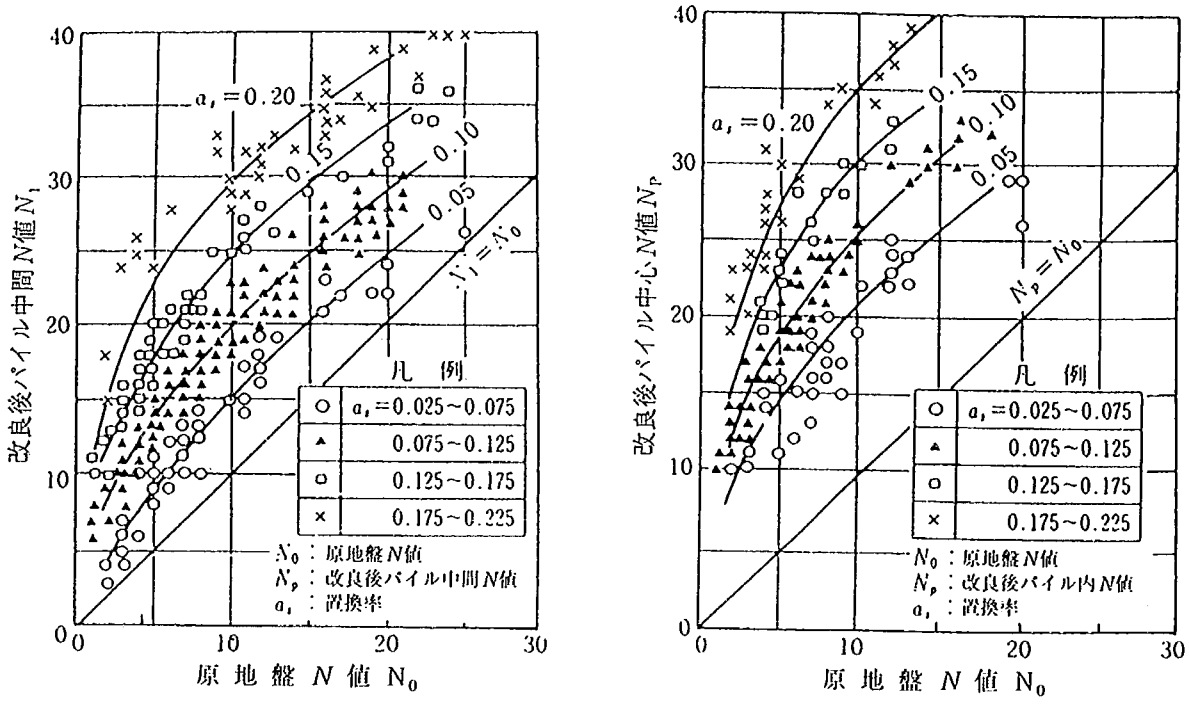
(d) 締固め工法の最小打設列数について

図-3.7.41には、ＳＣＰ工法における置換率ａｓ（%）と改良前後のＮ値の関係の一例を示す．本結果はサンドコンパクションパイル（ＳＣＰ）工法による実施工現場の面的効果も考慮された場合のデータであり、ある程度の幅を改良した場合の事前と事後Ｎ値の関係が示されている。そのため、例えば２列×２列（＝４本）のような正方形配置の杭間で、図に示すような増加Ｎ値と同等の改良効果が得られるかどうかについては疑問が残る。そこで、このような面的な施工と同等の効果が得られる最小打設列数

について検討してみる。

① 試験施工における比較事例

ＳＣＰの試験施工の現場で、施工間隔は同じにして、施工範囲を４列×４列（＝１６本）と２列×２列（＝４本）ヤードにてそれぞれのＮ値の増加をヤードの中心部で比較した例があり、その結果によると４列ヤードに対して２列ヤードでの増加Ｎ値は７５％程度であったとの報告[34]がある。



(a) 原地盤Ｎ値N_0とパイル中間Ｎ値N_1の関係　　(b) 原地盤Ｎ値N_0とパイル中間Ｎ値N_pの関係

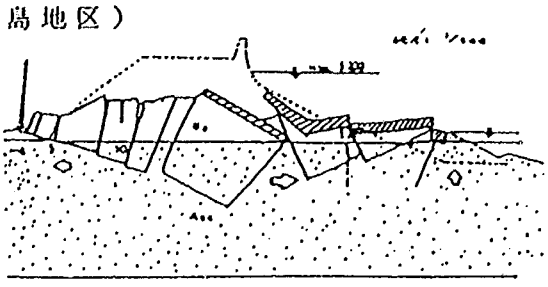
図-3.7.41 砂質土にＳＣＰを適用した時の設計図表

② 実地震による実証事例

図-3.7.42には、兵庫県南部地震における淀川地区の被災状況の一例を示す。淀川左岸（酉島地区）では堤体盛土が壊滅的な被害を受け、堤防全体に多くの縦断亀裂が走り、最大４ｍ程度の天端沈下とパラペットウォールの転倒や滑り出しが発生した。一方、右岸線の酉島地区については、堤防天端中央に亀裂が発生し、１．５ｍ程度の段差を生じてはいるものの、全面的な被害を免れている。「淀川治水改修百年史[35]」によれば、この付近は、昭和４０年、堤体中央直下に３列のＳＣＰが施工されていた。

面的な改良効果と同等な最小打設列数を解析的に実証された例はないが、以上の２つの事例より、打設列数は３列以上は必要なものと考えられる。

（西島地区）



（西島地区）

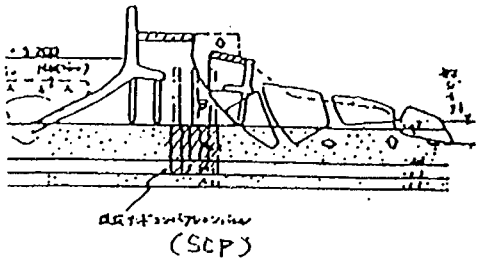


図-3.7.42　阪神大震災における淀川地区の被災状況

(4) 地盤全体の評価

液状化対策としてのＳＣＰ改良地盤は、図-3.7.43に示すように周辺の締固められた地盤と締固められた砂杭で構成されているわけであるから、締固め改良地盤を地盤全体とみた場合、複合地盤として考えることができる。また、一般に改良地盤の評価は図-3.7.43に示すような杭間の事後ボーリングによってなされるため杭芯の強度は無視されており、地盤全体としてみた場合最も安全側の評価がなされているといえる。

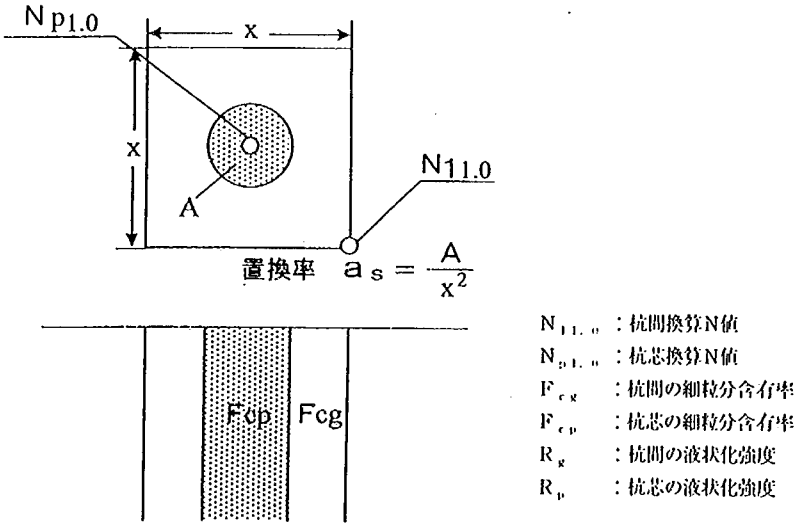


図-3.7.43　杭間・杭芯N値の評価

杭芯と杭間のN値N_p、N_1関係についてはＳＣＰ工法とＲＣ工法で比較された事例[36),37)]があり、そこでは一般的にＳＣＰ工法では$N_p > N_1$、ＲＣ工法では$N_p \fallingdotseq N_1$となっており、ＲＣ工法の場合には、ＳＣＰ工法のように完全な砂杭が形成されていないためであるとしている。しかしながら、ＳＣＰ改良地盤についても杭芯のN値の関係は地盤の細粒分含有率に依るはずであり、その観点から整理したものが図-3.7.44である[38)]。これによれば一般的な傾向として周辺地盤の細粒分含有率が大きくなるに従って換算杭間N

値、$N_{11.0}$と換算杭芯N値、$N_{p1.0}$は乖離していく傾向にあることがわかる。すなわち細粒分を多く含む地盤では複合地盤的な考え方が成立する可能性があるが、それらの検証はなされているわけではない。

例えば複合地盤的な考えをした場合、地盤全体としては面積平均的に

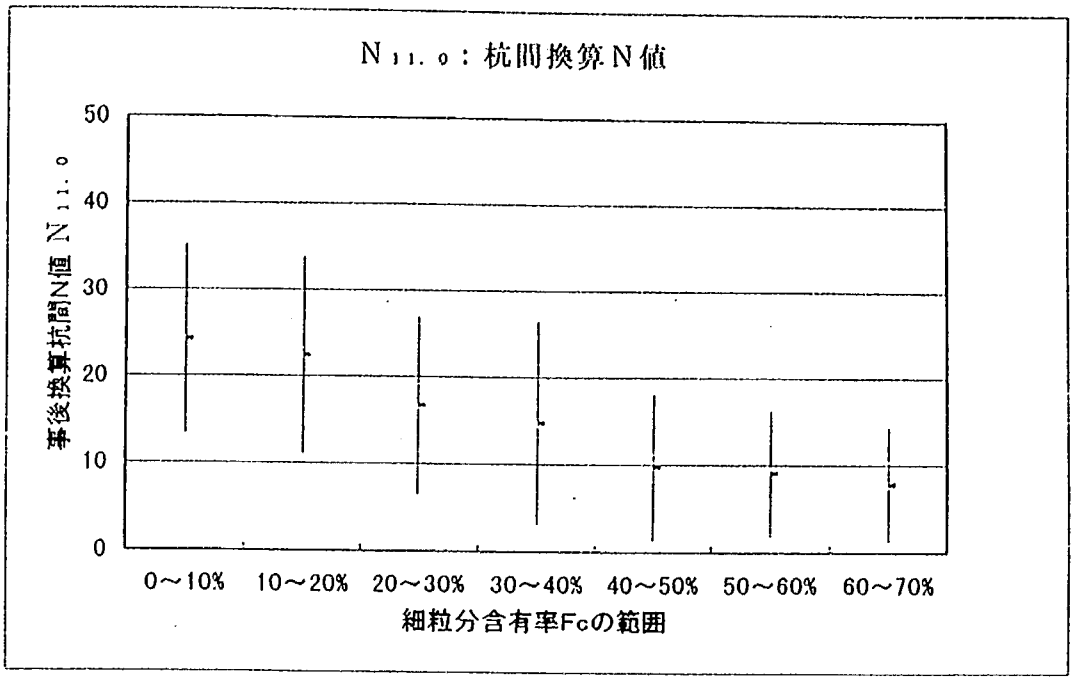
$$N_{1.1.0} = a_s \cdot N_{p1.0} + (1 - a_s) \cdot N_{11.0}$$

$$R = a_s \cdot R_p (N_{p1.0},\ F_{cp}) + (1 - a_s) \cdot Rg (N_{11.0},\ F_{cg})$$

が成立するとした方が合理的であるともいえる。

杭間：$N_{11.0}$

Fcの範囲	0～10%	10～20%	20～30%	30～40%	40～50%	50～60%	60～70%	70%～
平均	24.2	22.4	16.7	14.7	9.7	9.0	7.8	5.4
標準偏差	10.9	11.5	10.3	11.7	8.4	7.3	6.6	6.0
データ数	78	167	182	119	92	86	71	206



杭芯：$N_{p1.0}$

Fcの範囲	0～10%	10～20%	20～30%	30～40%	40～50%	50～60%	60～70%	70%～
平均	26.0	29.7	26.1	25.3	24.7	24.1	22.6	23.0
標準偏差	9.9	13.8	11.7	12.2	11.2	11.3	11.0	10.6
データ数	48	140	145	96	76	78	60	175

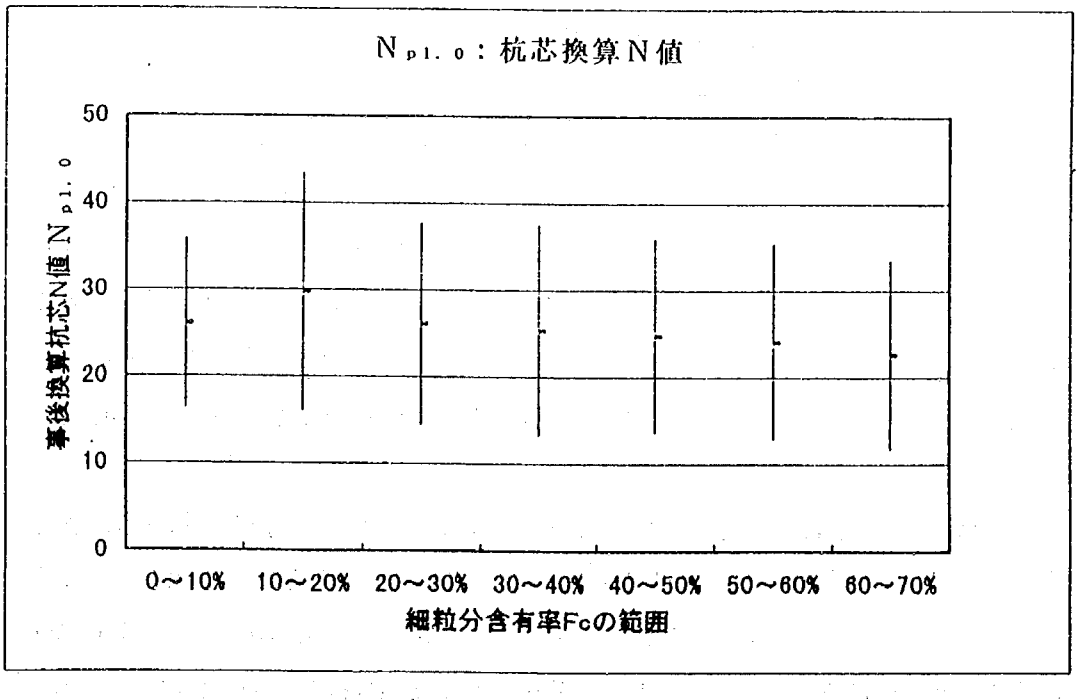


図-3.7.44　細粒分含有率と換算N値（杭間，杭芯）の関係

3.7.4 まとめと残された課題

本年度の検討により得られた知見、および残された課題を以下に列挙する。

(1) 締固め地盤の残留強度に関する検討

① 砂の準定常状態を取り扱った室内試験での既往研究例、および過去の巨大地震における盛土崩壊事例からの逆算残留強度に関する検討事例を収集した。これらのデータを正規化N値および相対密度に対して整理し、残留強度の評価式を提案した。

②石原・吉嶺による地盤側方流動の研究成果から残留強度の評価式を導き、上記の逆算残留強度との比較を行った。この結果、細粒分含有率があまり多くない地盤においては、本評価式が比較的安全側の強度評価を与えている可能性が示唆された。

③締固め工法のＬ－２設計法として、上記２種類の残留強度評価式を提案した。ただし、両評価式とも多くの不確定要素を含んでいることから、今後巨大地震における盛土、地中構造物の被災事例に対して本手法を適用し、その妥当性を検証していくことが必要と考えられる。また、Konradらにより示された新しい評価法など、原位置残留強度の評価における精度の向上を図っていくことも必要と考えられる。

(2) 残留強度を用いた盛土、地中構造物の試設計

① 盛土構造物では、残留強度を用いた円弧すべり法により、Ｌ－２（地震後）での締固め工法の安定性検討が可能となることが明らかとなった。また、Ｂ法よりもＡ法の方が設計上安全側の評価を与えることが分かった。

② 盛土構造物の設計に関する今後の課題として、盛土荷重の影響による盛土直下部の残留強度の評価方法や密な砂地盤での残留強度の評価方法などが挙げられる。

③ 地中構造物では、残留強度を用いた設計によりＬ－２での安定性照査が可能となること、Ａ法とＢ法では極端な安全率の違いは見られないことが明らかとなった。今後の課題としては、阪神大震災の事例等から、本手法の適用性を検証していくことが挙げられる。

(3) Ｌ２地震動における動的締固め工法による改良地盤の評価に関する検討

① Ｌ２地震動が実際に襲ったポートアイランド、六甲アイランドにおける未改良地盤と改良地盤のボーリングデータと被害の関係を基に、「締固め改良地盤では目標Ｎ値に達していないデータが何割か含まれていても有意な沈下は生じていない」事を示し、その要因を締固め地盤特有のK_0増加の事実と改良地盤全体の評価方法に求めた。その他の要因としては、砂杭自身のもつ排水性、すなわち杭間と杭芯の透水性の相違により、杭間で上昇した過剰間隙水圧も速やかに砂杭へと消散することも考えられる。

② 杭芯、杭間のN値や透水性の問題は想像の域を脱しえてはおらず、今後の実験的、解析的な検討が必要であり、締固め改良地盤の改良効果をより適切に評価することが今後の課題といえよう。

③ K_0についていえば、砂杭打設による増加を検証された事例は多いが測定機器により傾向が異なる上、土質や深度の影響を受けるものと考えられ、今後データを蓄積分析していく必要があろう。

④ 既往の事例によれば、砂杭の改良効果を保障するためには最低３列以上の打設が必要と考えられる。

ただし、砂杭の打設本数と改良効果の関係については十分な検討はなされておらず、今後の検討課題といえる。

以　上

(前田建設工業，不動建設，ハザマ)

参考文献

1) Poulos, S.J., Castro, G. and France, J.W. (1985): Liquefaction Evaluation Procedure, J. of Geotech. Eng. ASCE, 111(6), pp. 772～792.

2) 石原研而(1993)：地震時の液状化と流動破壊－第33回 Rankine Lecture より－、土と基礎, 41-8(427), pp. 6～12.

3) 吉嶺充俊(1995)：単調載荷による飽和砂の非排水流動特性に関する研究，東京大学博士あるいは、Yoshimine, M. and K. Ishihara(1996): Flow Potential of Sand, 土木工学研究会，平成7年度第7回，東京大学工学部.

4) Yasuda, S, Yoshida, N., Masuda, T., Nagase, H. (1995), Mine, K., Kiku, H.: Stress-strain relation-ships of liquefied sands, Earthquake Geotechnical Engineering, Vol. 12, pp. 811～816.

5) Baziar, M.H. and R. Dobry(1995): Residual Strength and Large-Deformation Potential of Loose Silty Sands, J. of Geotech. Eng. Div., ASCE, Vol. 121, No. 12, pp. 896～906.

6) Konrad. J.M. and B.D. Watts(1995): Undrained Shear Strength for Liquefaction Flow Analy-sis, Canadian Geotech., J. 32, pp. 783～794.

7) 永瀬 英夫・廣岡　明彦・柳畑　享・津末　明義・呂　友舜(1996)：液状化した超緩詰め砂の強度・変形特性試験，第31回地盤工学研究発表会，p. 1039～1040.：液状化した供試体のせん断試験，地盤工学会

8) Seed, H.B. (1978): Design Problems in Soil Liquefacton, J. of Geotech. Eng. Div., ASCE, Vol. 113, No. 8, pp. 827～845.

9) Ishihara, K., Yasuda, S. and Y. Yoshida(1990): Liquefaction-induced Flow Failure of Emban-kments and Residual Strength of Silty Sands, Soils and Foundations, Japan. Soc. of SMFE, Vol. 3, No. 3, pp. 69～80.

10) 東畑郁生，ﾌﾟﾗｻﾄﾞ・ｸﾘｼｭﾅ・ｽﾝﾀﾞﾗｼﾞ，ｱｯﾊﾞｰｽ・ｶﾞﾗﾝﾀﾞﾙｻﾞﾃﾞ：土構造物の大変形挙動から推定した土の残留強度の報告(1996)，阪神・淡路大震災に関する学術講演会講演論文集, PP. 131～136.

11) 竹内　幹雄・有本　勝二ら(1991)：親水性護岸における液状化対策工の効果について，奥村組技術研究所報，pp. 49～54.

12) De Alba, P., Seed, H.B, Retamal, E. and R.B. Seed(1988): Analysis of Dam Failures in 1985 Chilean Earthquake, J. of Geotech. Eng. Div., ASCE, Vol. 114, No. 12, pp. 1414～1434.

13) Yegian, M.K., Ghahraman, V.G. and R.N. Harutiunyan(1994): Liquefaction and Enbankment Fa-lure C

ase Histories 1988 Armenia Earthquake, J. of Geotech. Eng. Div., ASCE, Vol. 120, No. 3, pp. 581～596.

14) Stark, T.D. and Mesri, G. (1992): Undrained Shear Strength of Liquefied Sands for stabi-lity Analysis, J. of Geotech. Eng. ASCE, 118(11), pp. 1727～1747.

15) (社)土木学会：土木構造物の耐震基準に関する「第二次提言」, 1996.1.10

16) (社)日本道路協会：道路橋示方書・同解説Ⅴ耐震設計編, 平成８年

17) Yasuda, S., Ishihara, K., Harada, K. and Shinkawa, N : Effect of soil improvement on ground subsidence due to liquefaction, Soils and Foundations, cial Issue, pp. 99-107., 1996.

18) 大林組技術研究所：平成７年(1995)兵庫県南部地震調査報告書, 1995.3

19) Ishihara, K., Iwamoto, S., Yasuda, S. and Takatsu, H. : Liquefaction of anisotropically consolidated sand, "9th ICSMFE, Vol. 2, pp. 261-264, 1977.

20) 建設省土木研究所ほか：耐震地盤改良工法に関する共同研究報告書（その３）, 共同研究報告書, No. 23, 1988

21) 松尾修：液状化判定法と耐震設計, 基礎工, pp. 34-39., 1997.3

22) 草野郁：サンドコンパクションパイル工法の実際と問題点(3), 堤防基礎地盤の改良効果と堤防の耐震性, 土と基礎, Vol. 31, No. 4, 1983

23) 末松直幹, 竹原有二：特集「構造物基礎の耐震」基礎のための地盤改良工法, 橋梁と基礎, 77-12, pp. 21-25, 1977

24) 木村保, 奥村一郎, 三沢久詩, 川鍋修：コンパクションパイル打設地盤のK_0値について, 第21回土質工学研究発表会講演集, pp. 1863-1866, 1986

25) 建設省土木研究所：耐震地盤改良工法に関する共同研究報告書（その５）, pp. 16-24, 平成３年３月

26) 清水英樹, 嶋田三郎, 石黒健, 飯島健, 菅井正澄：吸水－振動締固め工法及びＳＣＰ工法による締固め性状に関する測定事例, 土木学会第47回年次学術講演会, Ⅲ-85, pp. 210-211, 平成４　　年９月

27) 山本実, 野津光夫, 山田隆, 小飼喜弘：静的締固め砂杭工法の改良効果, 第32回地盤工学研究発表会, 1977

28) 石田定一, 高橋五郎：埋立地盤における液状化防止対策工法について, 第31回建設省技術研究会報告, 1977

29) 斎藤和夫, 出垣広明, 妹尾英世：サンドコンパクションパイルによる液状化対策工の効果, 土木学会第36回年次学術講演会, Ⅲ-361, 1981

30) 鳥取秀雄：京葉線高架橋の液状化対策, 基礎工, 1984.7

31) 熊谷至幸, 原田真志, 鈴木正人：動圧密工法による砂質地盤の改良効果と衝撃土圧の測定, 第14回土質工学研究発表会講演集, 1981

32) 矢島浩, 吉田保夫, 江刺靖行, 沢田義博, 西好一；地上式ＬＮＧタンク基礎の耐震性, 電力中央研究

所報告，382056，昭和58年６月
33）川村佳則，安達昌史，河辺衛，皆川昭吾，松本淳之介，野津光夫，鵜野雅明：静的締固め砂杭工法施工時の地中水平変位の予測，第32回地盤工学研究発表会，1997
34）不動建設社内資料
35）建設省近畿地方建設局：淀川百年史，淀川百年史編集委員会，1974年10月
36）佐藤盛，森晴夫，奥山一典：振動棒工法による砂質地盤の改良効果に関する一考察，土木学会第43回年次学術講演会，pp. 106-107，昭和63年10月
37）飯島健，嶋田三郎，石黒健：振動棒工法およびＳＣＰ工法の締固め機構の比較，第29回土質学会研究発表会，1994
38）山本実，桑原正彦，原田健二，鈴木亮彦：液状化対策としてのＳＣＰ改良地盤の事後評価に関する一考察，土木学会学術講演集，1996

3.8　ドレーン工法の設計・施工法の検討

ドレーン工法の整備グループでは、既存技術の整理・問題点の抽出(平成４年度)、構造物毎のドレーン工法の適用上の留意点の検討、技術課題の検討、構造物毎のドレーン工法の設計法の整備(平成5～7年度)を実施し、構造物設計グループへ供してきた。本年度は、技術的課題の検討の中でやり残した課題、構造物毎のドレーン工法の設計法の整備の続きを行い、その結果をマニュアル作成の資料にした。以下、3.8.1では実地震での液状化防止効果の例、3.8.2ではドレーン打設後のＮ値の増加、3.8.3では砂の液状化強度曲線の勾配について研究成果をまとめた。

3.8.1　実地震での液状化防止効果の事例

ドレーン工法は液状化対策の工法として実験や数値計算によってその有効性が認められていたが、実際の巨大地震によりその有効性が確認されたのは、1993年釧路沖地震において港湾構造物の液状化対策として打設されたグラベルドレーンが最初である。その後、1994年北海道東方沖地震および1994年三陸はるか沖地震によってもその有効性が確認された。以下にこれらの地震の際に有効に機能した液状化対策の概要を示す。

(1) 1993年釧路沖地震[1)]

1993年釧路沖地震は、マグニチュード7.8で、釧路の震度はⅥの烈震であった。

釧路港では、1983年日本海中部地震により港湾施設に液状化による被害が多く発生したことに対処して、液状化の可能性が高い岸壁について液状化対策を進めてきた。1993年釧路沖地震発生時点ではいくつかの岸壁に液状化対策がなされていた。その中でグラベルドレーンによる液状化対策がなされた岸壁は7箇所である。図-3.8.1にグラベルドレーンが液状化対策に適用された箇所と被災の程度を示す。

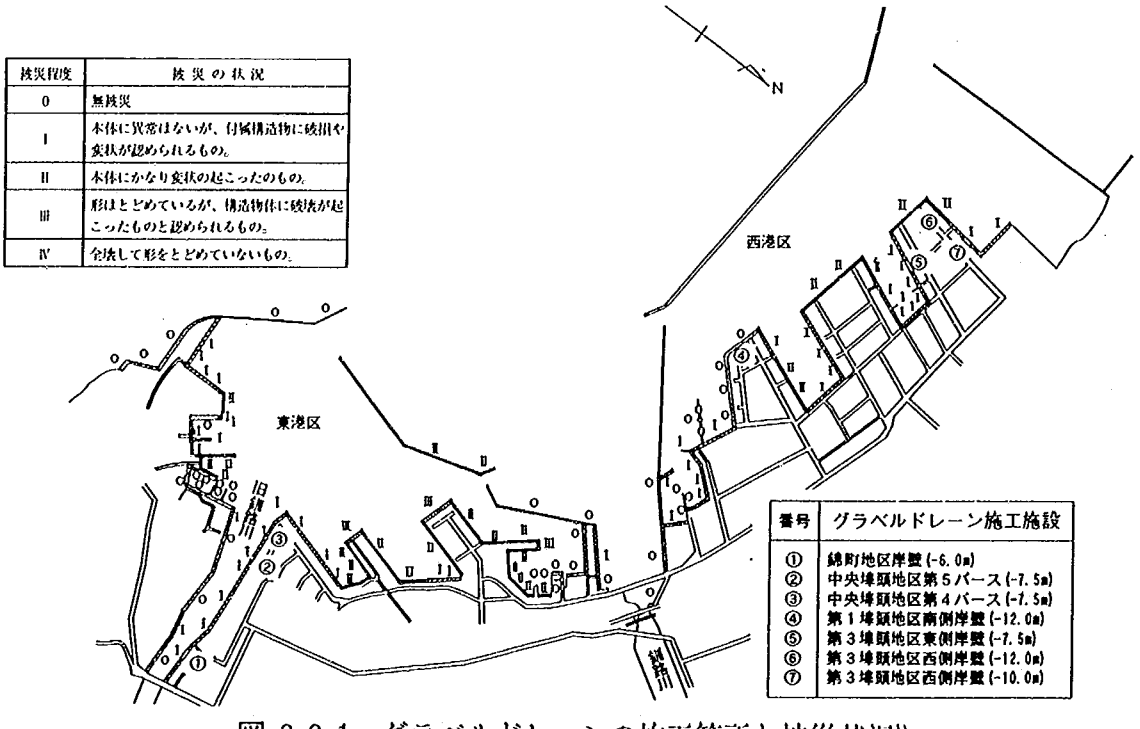


図-3.8.1　グラベルドレーンの施工箇所と被災状況[1)]

これによると、グラベルドレーンの対策箇所は、被災程度0が1箇所、被災程度Iが5箇所、被災程度IIが1箇所であり、液状化対策としてグラベルドレーンが有効に機能したことがわかる。

ここで、各対策箇所の対策概要と被災の状況を以下に示す。

① 東港区錦町地区岸壁（-6.0m）

標準断面図を図-3.8.2に示す。本岸壁は鋼矢板セル式構造物である。地盤条件としては、表層付近の砂層は比較的軟弱なものの岩盤線は浅い。1988年に液状化対策としてグラベルドレーンが6列打設された。セルの部分の沈下はほとんどなかった。

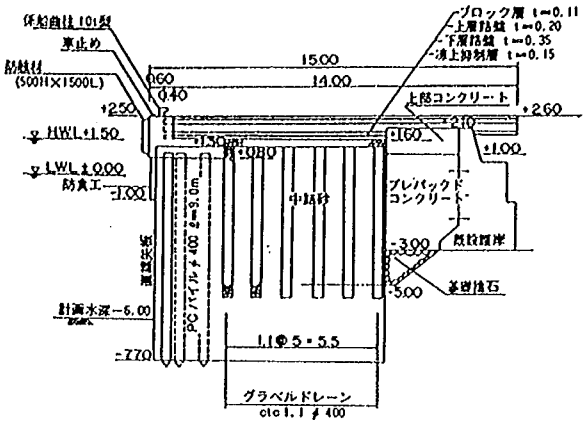


図-3.8.2 錦町地区岸壁(-6.0m)標準断面図[1]

② 東港区中央埠頭地区第5バース（-7.5m）

標準断面図を図-3.8.3に示す。本岸壁は水中ストラット構造になっている。水中ストラット構造は、土留めに鋼管矢板を用い、前面の鋼管杭との間に斜材を用いた構造となっている。鋼管杭と鋼管矢板の間は水面になっている。このバースの背後には上屋があるため、ストラット背後と上屋前面の間の狭い区間にだけ、グラベルドレーンを5列（正三角形配置）打設した。本体の沈下はおおむね4cm、エプロンと本体の間は、エプロンの沈下により2～4cmの段差が生じた。

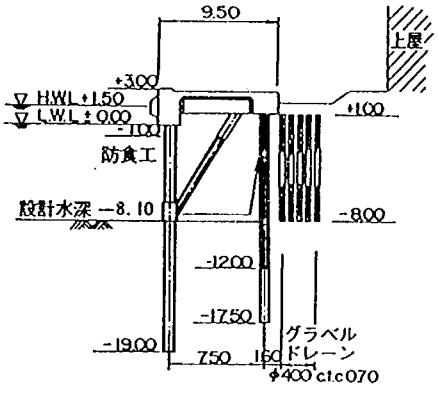


図-3.8.3 中央埠頭地区第5バース(-7.5m)標準断面図[1]

③ 東港区中央埠頭地区第4バース（-7.5m）

標準断面図を図-3.8.4に示す。本岸壁の構造は鋼矢板式（控直杭）である。矢板の背後8m区間はグラベルドレーンで、そのさらに背後はサンドコンパクションパイルにより液状化対策がなされている。ここでは、エプロンが最大10cm沈下し、エプロンの目地部に2～7cmの段差が発生した。矢板壁本体にはほとんど変状がなかった。

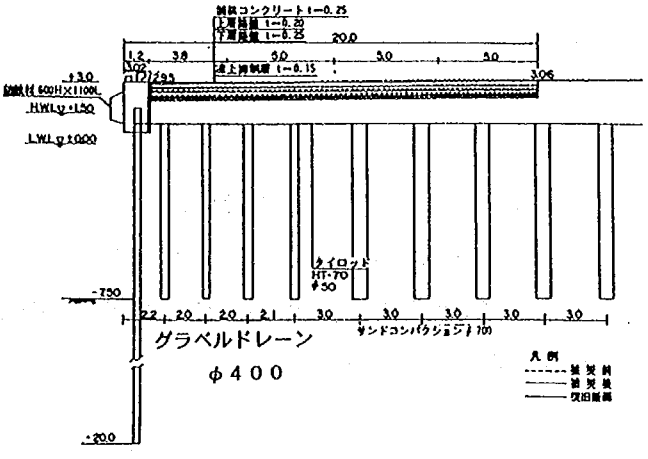


図-3.8.4 中央埠頭地区第4バース(-7.5m)標準断面図[1]

④　西港区第１埠頭地区南側岸壁（-12.0m）

標準断面図を図-3.8.5に示す。本岸壁の構造は鋼管矢板式（控直杭）である。岸壁背後には液状化対策としてグラベルドレーン（正三角形配置）およびサンドコンパクションパイルを打設している。ここでは、地震による岸壁本体の被害は全く見られず、法線の変位およびエプロンの沈下なども全く発生していない。

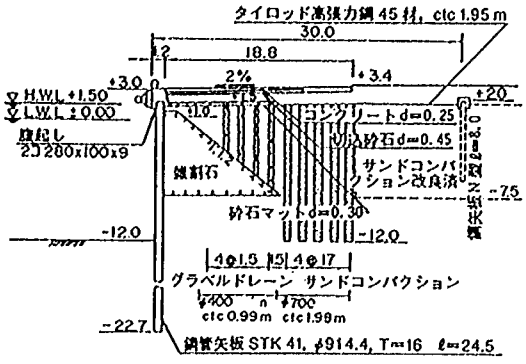


図-3.8.5　第１埠頭地区南側岸壁(-12.0m)
標準断面図[1]

⑤　西港区第３埠頭地区東側岸壁（-7.5m）

標準断面図を図-3.8.6に示す。本岸壁は重力式ケーソン構造である。液状化対策として、配水管の埋設されている区域についてグラベルドレーンが打設されている（正方形配置）。本岸壁の被害としては、法線が背面側に0～4cm程度変位し、上部工が10～15cm沈下している。岸壁背後地盤では若干沈下が発生している。

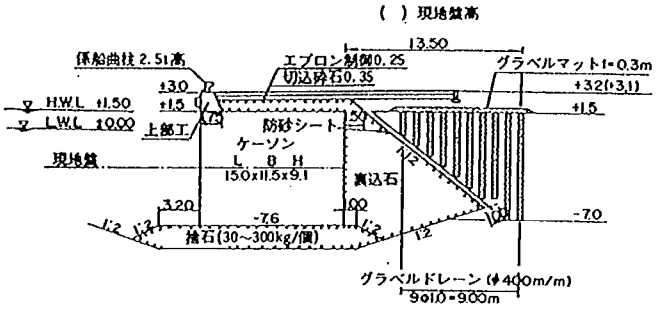


図-3.8.6　第３埠頭地区東側岸壁(-7.5m)
標準断面図[1]

⑥西港区第３埠頭地区西側岸壁（-12.0m）

標準断面図を図-3.8.7に示す。本岸壁は重力式ケーソン構造である。液状化対策として、既にエプロンが舗装されている区間および係船柱の近傍にはグラベルドレーンが打設された。本岸壁の被害としては、法線が20～25cm前面に変位している。上部工は約10cm沈下し、上部工とエプロンの目地部に１～５cmの開きが生じている。エプロン舗装とエプロン背後地盤との境界部に背後地盤の沈下による段差が20～40cm程度生じた。

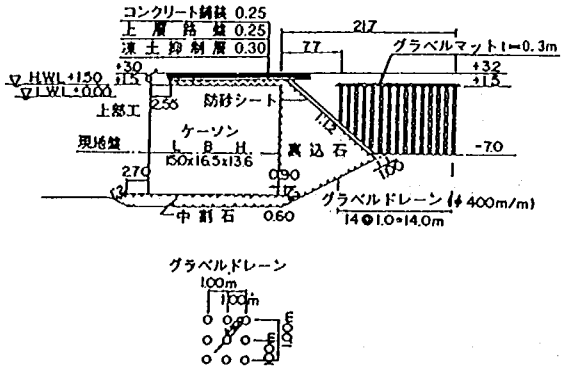


図-3.8.7　第３埠頭地区西側岸壁(-12.0m)
標準断面図[1]

⑦ 西港区第３埠頭地区西側岸壁（-10.0m）

標準断面図を図-3.8.8に示す。本岸壁は（地震発生当時は未完成）重力式ケーソン構造である。液状化対策として、既にエプロンが舗装されている区間にはグラベルドレーンが打設された（正方形配置）。本岸壁の被害としては、法線が15～25cm前面に変位している。上部工は10～15cm沈下し、部分的に幅5～10cmの目地開き、亀裂および５cm程度の地割れおよび段差が発生している。

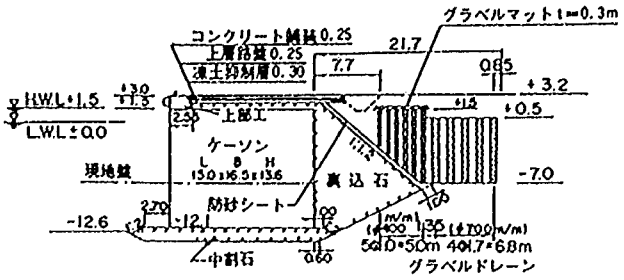


図-3.8.8 第3埠頭地区西側岸壁(-10.0m)
標準断面図[1]

(2) 1994年北海道東方沖地震[2),3)]

1994年北海道東方沖地震は、マグニチュード8.1で、釧路の震度はⅥの烈震であった。釧路港では、東港区でのみ被害が生じ、西港区では全く被害は生じなかった。特に、東港区（釧路副港）では1993年釧路沖地震と同じ場所で岸壁の亀裂や路盤沈下などの被害が再び発生した。しかし、液状化対策を施したところは、対策効果が発揮されて被害がなく、無対策のところと顕著な差が見られた。

(3) 1994年三陸はるか沖地震[4)]

1994年三陸はるか沖地震は、マグニチュード7.5で、八戸の震度はⅥの烈震であった。八戸港の液状化現象は、1968年十勝沖地震以降に埋め立てられた第二工業港に集中している。第二工業港の東側の3号埠頭には、図-3.8.9に示すように液状化対策がなされた東北グレンターミナルと無対策の緑地が隣接している。液状化対策は、各サイロの基礎とサイロ群の周囲にグラベルドレーンとサンドコンパクションパイル工法により行われている。緑地では膨大な量の砂が噴出したが、グレンターミナルの敷地では一部の無対策域を除いて噴砂の痕跡は見られず、わずかに地盤の沈下が見られただけであり、液状化対策の効果が確認された。

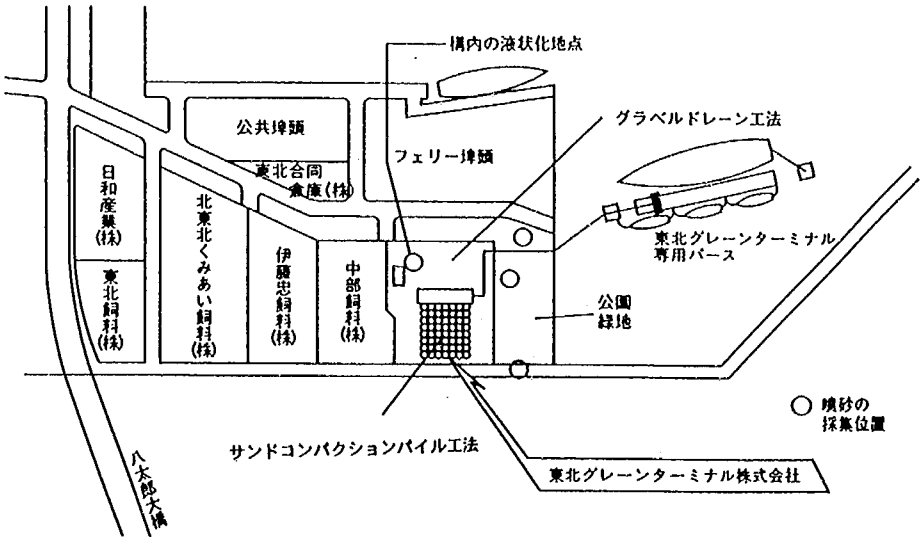


図-3.8.9 液状化対策の位置図[1)]

3.8.2　ドレーン打設後のN値の増加

(1)グラベルドレーン

通常のグラベルドレーン工法は砕石を地中へ円滑に排出するための補助装置が装着されており、その補助機構の相違により

①　突棒を用いる方式

②　振動棒および圧気を用いる方式

に分類できる。[5]

最近では、グラベルドレーン工法の本来の改良原理である「間隙水圧抑制」に「締固め効果」を付加した工法が開発されてきている[5),6),7)]。それらの工法は締固め機械（締固め機構）の相違により

①　通常の突棒を用いる方式を改造し、先端コーン型の突棒で砕石を積極的に突き固め、間接的に周辺地盤を締固める工法

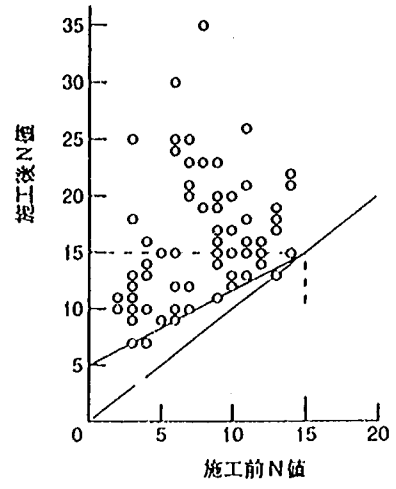
②　油圧モーター式のケーシング昇降装置を用い、砕石杭造成のための引抜き・打戻しを行い、杭体を径50cmまで拡径し同時に周辺地盤を締固める工法

に分類される。

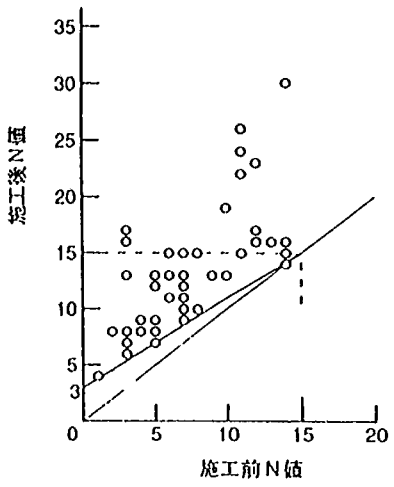
参考までに、グラベルドレーン工法協会により提示された施工前N値と施工後N値の締固め効果の図を示したものが図-3.8.10である。

(2) 人工材ドレーン

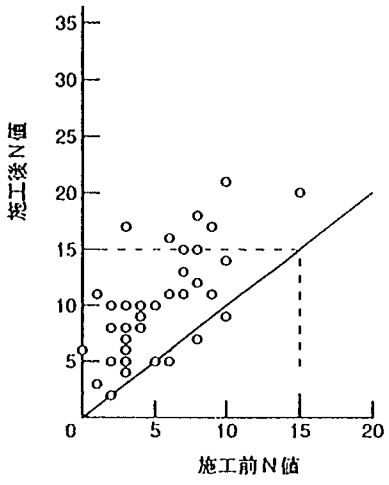
ドレーン材の打設をマンドレルを介して行う工法では、マンドレルの貫入によって周辺の地盤が圧縮され、相対密度が増加することが調査によりわかっている。標準貫入試験をおこなってドレーン打設前後のN値の変化を調べた結果を図-3.8.11に示す[8)]。これによるとドレーンとドレーンの間の地盤のN値が、4～5増加することがわかる。



(a)細粒分含有率が25%未満



(b)細粒分含有率が25%以上35%未満



(c)細粒分含有率が35%以上

適用範囲

ドレーン間隔：1.1～1.85m
施工前N値：15以下
排土率：標準30%

図-3.8.10　グラベルドレーン（締固め式）の施工による地盤の締固め効果[5]

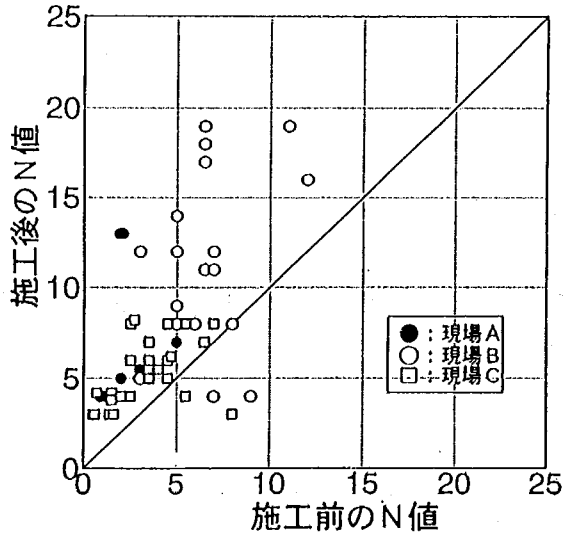


図-3.8.11　ドレーン打設前後のN値の変化[8]

3.8.3 砂の液状化強度曲線の勾配について

ドレーンを用いた排水工法の設計では、ある強さの地震動が繰返し作用したとき、地盤が液状化に至る繰返し回数(N l)を求める必要がある。正弦波のような地震動の場合は、繰返し回数が明確であるが、地震動は不規則波であるため、液状化に至る繰返し回数を求めることは困難である。このため、地震応答解析により得られる繰返しせん断応力と液状化強度曲線から累積損傷度を求めて、液状化に達する時間を求める方法が用いられる。また、簡略法として以下に示すような液状化の安全率(F_L)からN l を求める方法もある。

$$F_L = \frac{R\ell}{L} \cdots\cdots (3.8.1)$$

$$N\ell = 20 \cdot \left(\frac{1}{F_L}\right)^{\frac{-1}{0.17}} \cdots\cdots (3.8.2)$$

式(3.8.2)は、ドレーンの設計においてしばしば用いられ、設計結果にも大きく影響を与える重要な式であるが、本来は、岩崎ら[9]が1973年に行った不撹乱試料の液状化強度に関する試験結果に基づいて算定されたものである。現在は、これらの論文発表後27年近くたち、不撹乱試料の三軸試験結果も数多く発表されているため、ここではこれらの式について検討した後、ドレーンの設計に大きな影響を与える上記の定数について再度検討を加えた。

岩崎ら[9]は、国内の5カ所の不撹乱試料の三軸繰返し載荷試験を行い、応力比と液状化に達する載荷繰返し回数の関係が両対数紙上で直線になることから、両者の関係を以下の式で表している。

$$R\ell(Nc, DA) = \left[a \cdot R\ell(Nc = 20, DA = 5\%) + C\right] \cdot \left(\frac{Nc}{20}\right)^{b} \cdots\cdots (3.8.3)$$

ここに、R l (Nc, DA) ; Ncの繰返し回数でDAの両振幅軸ひずみとなる応力比

R l (Nc=20, DA=5%) ; 20回の繰返し回数でDA=5%となる応力比

a, b, c ; DAに対応した係数で、DA=5%の時、a=1.0, b=-0.17, c=0

国内の液状化の判定では、一般にDA=5%が用いられるため、式(3.8.3)は以下のように表される。

$$R\ell(Nc, DA=5\%) = R\ell(Nc = 20, DA = 5\%) \cdot \left(\frac{Nc}{20}\right)^{-0.17} \cdots\cdots (3.8.4)$$

$$Nc = 20 \cdot \left(\frac{R\ell(Nc, DA = 5\%)}{R\ell(Nc = 20, DA = 5\%)}\right)^{\frac{-1}{0.17}} \cdots\cdots (3.8.5)$$

ここで、R l (Nc, DA=5%) を地盤内部に発生するせん断応力比Lと考えれば、Ncはこのせん断応力によって液状化に達する繰り返し回数Nlである。

$$N\ell = 20 \cdot \left(\frac{L}{R\ell(Nc = 20, DA = 5\%)}\right)^{\frac{-1}{0.17}}$$

$$= 20 \cdot \left(\frac{1}{F_L}\right)^{\frac{-1}{0.17}} \cdots\cdots (3.8.6)$$

上記の関係が、簡略式によりNlを求める際の根拠である。このため、既に発表されている国内の3つの文献の液状化強度曲線を用いて式(3.8.6)の適合性について検討を行った。Rl(Nc=20)で正規化した液状化強度比Rlと繰り返し回数Ncの関係を図-3.8.12に示す。同図より、得られた液状化強度曲線の傾きbには、ある程度のばらつきがあることが分かる。この勾配bは砂によって異なり、最もbが小さくなったのはポートアイランドで採取されたまさ土の不撹乱試料で、bは-0.25程度であった。全体の試料では繰り返し回数が20回以下の場合、bは-0.12～-0.25の間である程度のばらつきを持っていることがわかる。

以上のことから、液状化強度曲線の傾きを表すbの値は、砂によって異なるが、b=-0.17を用いた式(3.8.2)は現状においてもほぼばらつきの中間的な値であることが確認された。

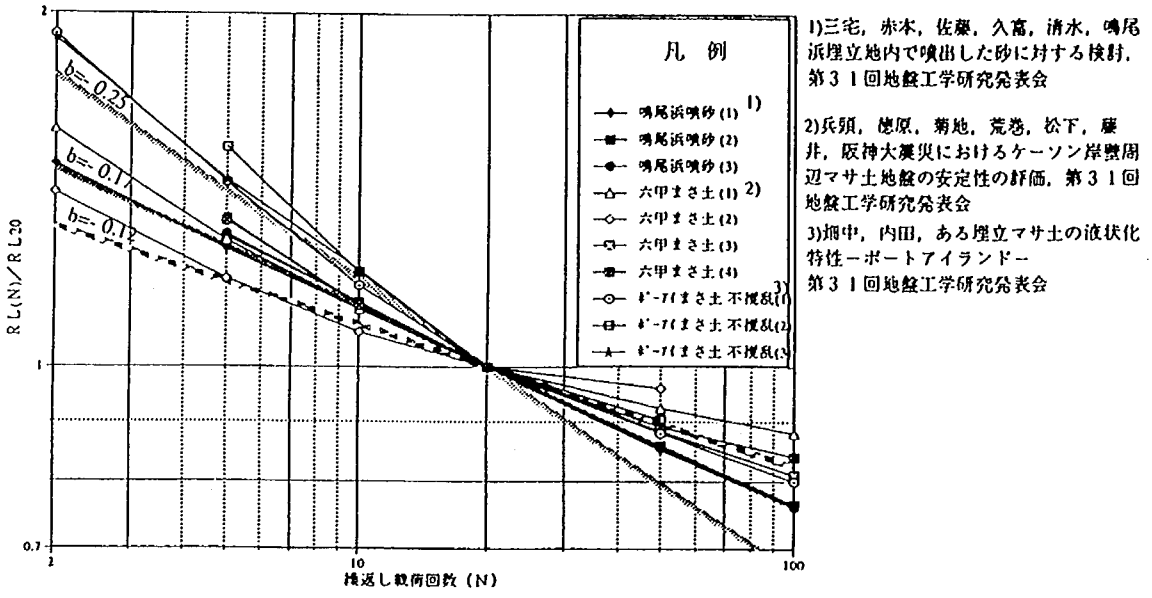


図-3.8.12　R120で正規化した液状化強度と繰り返し回数の関係

3.8.4　まとめと残された課題

(1) まとめ

平成8年度は、表-3.8.1に示す項目のうち、⑤構造物毎のドレーン工法の設計法の整備を行い、グラベルドレーン工法の実地震での液状化防止効果を確認するとともに、液状化強度曲線の設定方法をまとめ、設計施工マニュアルをまとめた。

表-3.8.1　研究計画

	H４	H５	H６	H７	H８
①研究計画立案	―				
②既存技術の整理・問題点の抽出 （文献調査） （設計・施工法１次案作成）	―				
③構造物毎のドレーン工法の適用上の留意点の検討（数値解析） （盛土構造物） （地中構造物）		―	―		
④技術課題の検討		―	―	―	―
⑤構造物毎のドレーン工法の設計法の整備 （盛土構造物） （地中構造物）	―				

(2) 残された課題

表-3.8.1の研究項目に対応させて以下に記述する。

1) [③構造物毎のドレーン工法の適用上の留意点の検討] に関して

以下の事項については、本研究で示したのは１例であり、更に深く検討する必要がある。

a)　永久変形の計算法の検討

b)　改良地盤の等価液状化強度

2) [④技術課題の検討] に関して

a)　過剰間隙水圧比が大きくなった場合の透水係数

Ｌ１に対しては許容過剰間隙水圧比を0.5以下としたので従来の設定法でよいと考えられるが、Ｌ２の場合には過剰間隙水圧比を0.5以下にするのは実質上困難であることが多いと考えられる。Ｌ２においてもこの設定法によるべきかどうか検討する必要がある。

b)　地震動の有効継続時間および等価繰返し回数

本研究では加速度ベースで、Ｌ１，Ｌ２波から地震動の有効継続時間と等価繰返し回数を検討した。既往の文献ではこれらの値はマグニチュードに応じて変化しているが、今回の検討ではそのような結果が得られなかった。Ｌ１，Ｌ２のマグニチュードに対応した地震波によるせん断応力波形(Ｌ１、Ｌ２波に対する地震応答解析より得られたせん断応力波形)を用いて再検討するべきである。

c)　永久変位の計算法の検討

二段階設計法のための簡便な計算法の開発が必要である。

3)［⑤構造物毎のドレーン工法の設計法の整備］に関して

a) 自然材料から人工材料まで使えるウェルレジスタンスを考慮した設計図表の作成

構造物に対する対策を円弧すべりによって設計することにしたので、完全液状化が起こらない場合にも対策をおこなう場合が考えられる。

b) 地中構造物に作用する揚圧力の発生と消散

既設の地中構造物の側面を改良した場合の地中構造物下方の間隙水圧比を簡便な式あるいは図表で表すと設計に都合がよい。

（東亜建設工業，ハザマ，五洋建設，不動建設）

参考文献

1) 上田・稲富・上部・井合・風間・松永・藤本・菊池・宮井・関口・藤本：1993年釧路沖地震港湾施設被害報告，港湾技研資料，No.766，1993.12

2) 大野・斉藤・菊池・天国：1994年北海道東方沖地震被害調査速報，土木施工，Vol.36，No.1，pp.65-72，1995.1

3) 笹島隆彦・水野雄三：1994年北海道東方沖地震における港湾・漁港の被害，土と基礎，Vol.43，No.4，pp.11-14，1995.4

4) 三陸はるか沖地震災害調査委員会：1994年三陸はるか沖地震災害調査報告書，pp.59-66，1995.7

5) グラベルドレーン工法研究会：グラベルドレーン工法技術資料，平成８年４月

6) 山元理裕・田中幸男・市川晴雄：突棒を用いた砕石ドレーン工法における周辺地盤の締固め効果，第48回年次学術講演会，Ⅲ-267，1993.

7) 東祥二：阿賀野川における堤防地震対策工法-締固め式グラベルドレーン工法（ＮＵＰグラベルドレーン工法）-，北陸の建設技術，1997.

8) DEEP工法研究会：グリッドドレーン工法、スパイラルドレーン工法技術資料，平成8年5月

9) 岩崎敏男・龍岡文夫・安田進：不撹乱砂質土の非排水動的強度の正規化表示，第13回土質工学研究発表会講演集，pp.465-468，1978

3.9 杭基礎の液状化に対する設計法の検討

3.9.1 研究概要

液状化の可能性のある地盤での杭基礎の設計においては，一般に，想定される液状化の程度に応じて水平地盤反力係数の低減が考慮される。液状化程度と水平地盤反力係数の低減の関係については室内平板載荷試験や実物の杭を用いた現場での水平載荷試験など，従来より様々な方法で実験的な研究が行われてきている[1),2),3),4),5),6),7),8)]。しかし，液状化程度と水平地盤反力係数の関係に関する既往の研究，および，昨年度までに実施した側壁に貫入装置を備えた加圧式土槽を用いた水平方向の載荷試験結果[9),10)]によれば，液状化の発生方式，載荷条件，有効拘束圧，地盤の物性（相対密度，細粒分含有率等）等の実験方法・条件によって得られる結果に相違が見られる。また，これらの研究はいずれも載荷条件や試験規模等において必ずしも実地盤における杭の振動挙動を忠実に反映したものになっておらず，実験条件と実挙動との対応関係を念頭において適用性に関して検証を行う必要があると考えられる。

一方，昨年度までに実施した1g場における模型振動台実験，および，遠心模型実験の結果によれば，液状化地盤中における杭基礎の振動挙動は地盤と杭の動的な相互作用の結果生じるものであり，このことは杭に対する地盤からの抵抗の作用機構を検討するにあたっては杭と地盤の動的相互作用の解明が必要であることを示唆していると考えられる[9),10)]。

今年度は，上述の昨年度までの検討結果，および，既往の研究成果による知見を踏まえ，今後の研究に対する基礎的な情報と考慮すべき課題を整理・提示することを目的に以下の検討を実施した。

(1) 既往の過剰間隙水圧比L_u～地盤反力係数の低減率D_E関係の研究を実験手法および実験条件ごとに整理・分類し，実験手法・条件のうち結果に影響を及ぼすと考えられる要因を抽出して，それらの影響を考察する。また，これまでに提案されている実験手法に関し，実地盤・実挙動との対応の観点から特徴と課題についてとりまとめる。

(2) 昨年度までに実施した1g場での模型振動台実験および遠心模型実験の結果をもとに液状化地盤中における杭基礎の振動挙動に関する知見を整理し，過剰間隙水圧上昇時の地盤反力係数について考察する。また，今後杭の振動挙動に基づいて液状化時の水平地盤反力係数の検討を行うにあたって考慮すべき事項，解決すべき課題等をとりまとめる。

3.9.2 液状化時の地盤反力係数の低減に関する検討

(1) 目的

液状化した地盤の地盤反力係数を高精度に推定するためには、常時の地盤反力係数の評価法、F_L法による簡易液状化判定法、F_L値と過剰間隙水圧比L_uの関係、地盤反力係数の低減率D_EとL_uの関係など、一連の判定法及び評価法の高精度化を図る必要がある。D_EとL_uの関係に関しては、これまでに様々な方法により実験的な検討がなされているが、本研究はこれらの過去に行われた検討を実験方法及び実験条件ごとに分類・整理し、低減率の設定方法についてとりまとめを行うものである。

(2) D_EとL_uの関係の整理

D_EとL_uの関係は、模型地盤の過剰間隙水圧比を加振または水圧注入により上昇させ、模型地盤内に設置した物体（杭模型など）に強制的に変位を与えると同時に、物体に作用する反力を計測・算出し、これにより得られた荷重－変位関係から求める方法が一般的である。本研究で取り上げる実験報告の一覧を、表-3.9.1に示すが、これらは全て上述と同様の方法が用いられている。これらは、下記の５種類の実験方法に分類することができる。

a) 模型地盤に拘束圧を加えて垂直に載荷を行う方法（実験①②、図-3.9.1(a)）

b) 模型地盤に拘束圧を加えずに水平に載荷を行う方法（実験③④、図-3.9.1(b)）

c) 模型地盤に拘束圧を加えて水平に載荷を行う方法（実験⑤、図-3.9.1(c)）

d) 模型地盤に杭模型を設置して液状化を発生させ、同時に杭頭に水平力を与える方法（実験⑥⑦⑧、図-3.9.1(d)）

e) 実地盤内に杭を設置して液状化を発生させると同時に杭頭に水平力を与える方法（実験⑨、図-3.9.1(e)）

a)の方法が最も初期に行われた実験であるが、模型地盤に対してゴム膜を介して載荷を行うため、過剰間隙水圧比が高くなるとゴム膜の剛性の影響が無視できなくなる。このため、b)及びc)の実験では、地盤を直接水平に載荷できるよう実験装置に工夫がなされている。b)とc)は、実験方法は類似しているが、c)の方法は模型地盤に拘束圧を加えることができるようになっている。d)の方法は、振動台上に設置した土槽内に地盤模型を作成し、地盤模型の中央部に杭模型を設置する。振動台の加振により液状化を発生させるとともに、杭模型の頭部に水平力を作用させ、このとき杭模型に貼付したひずみゲージにより杭模型に発生する曲げモーメントを計測する。得られた曲げモーメントの深度分布を多項式近似し、この式を2階微

表-3.9.1　検討に用いた実験報告の一覧

実験No	著者名	報告年	着目項目	過剰間隙水圧上昇方法	地盤反力係数推定変位(mm)	実験分類	参考文献
①	常田，木全，吉田ら（土木研究所）	1981	拘束圧，相対密度	水圧注入	1	a)	1）
②	野田，喜田，飯田ら（港湾技術研究所，住友金属工業）	1990	砂質土の種類，土槽寸法	水圧注入	1		2）
③	規矩，安田，吉田ら（九州工業大学）	1990	相対密度	加振	10	b)	3）
④	Orense, Towhata, Yamashita（基礎地盤コンサルタンツ，東京大学他）	1993		加振	10		4）
⑤	Hagiwara, Ninomiya, Sento, Hamada（土木研究所）	1994	拘束圧，相対密度，細粒分含有率，変位	水圧注入 加振	1, 5, 10, 50	c)	5）
⑥	箕輪，水野，阿部ら（防災科学技術研究所，建築研究所他）	1993		加振	不明	d)	6）
⑦	野田，喜田，飯田ら（港湾技術研究所，住友金属工業）	1990	杭種（孔あき、孔なし）	加振	杭頭で約5～10程度		2）
⑧	松本，佐々木，近藤ら（土木研究所）	1987	杭径，深度	加振	杭頭で約2～5程度		7）
⑨	西谷，才村，喜田，水田，飯田，石原（住友金属工業，東京大学）	1992	杭種（孔あき、孔なし）	加振	杭頭で約10程度	e)	8）

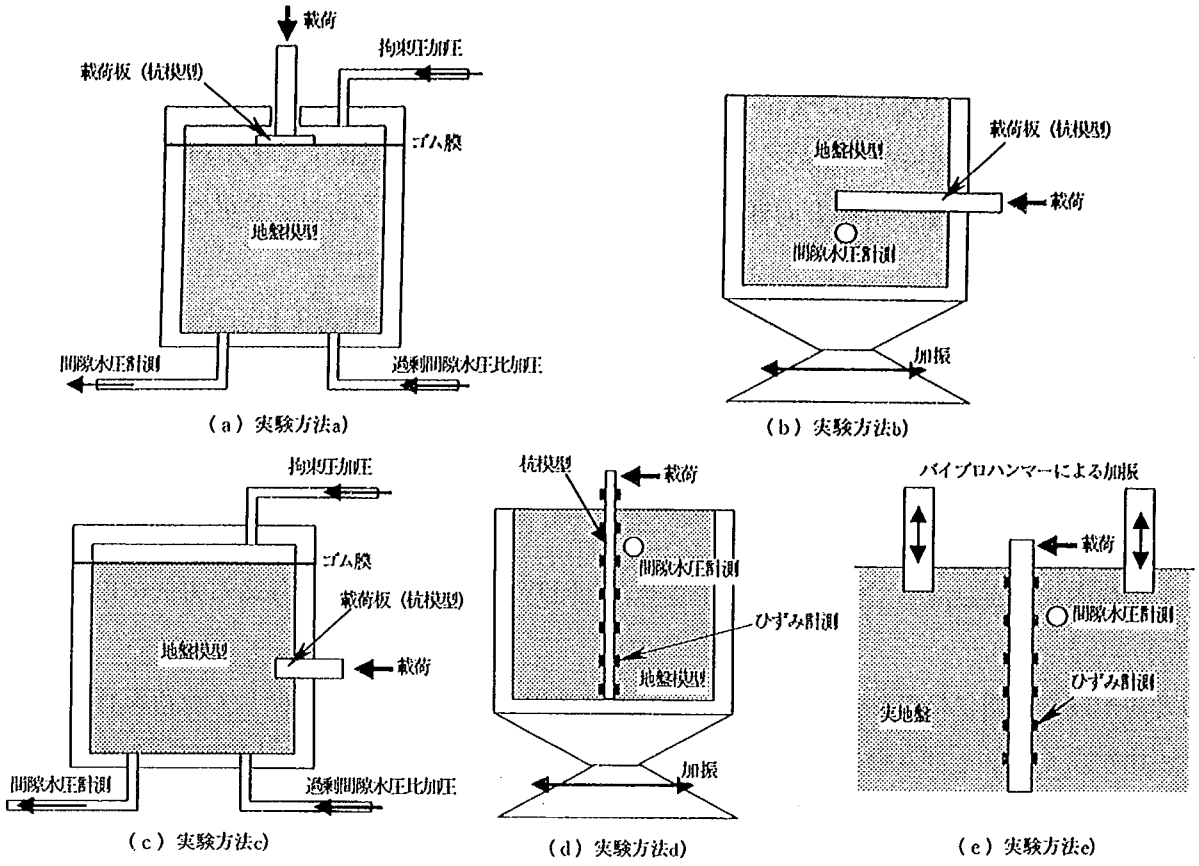
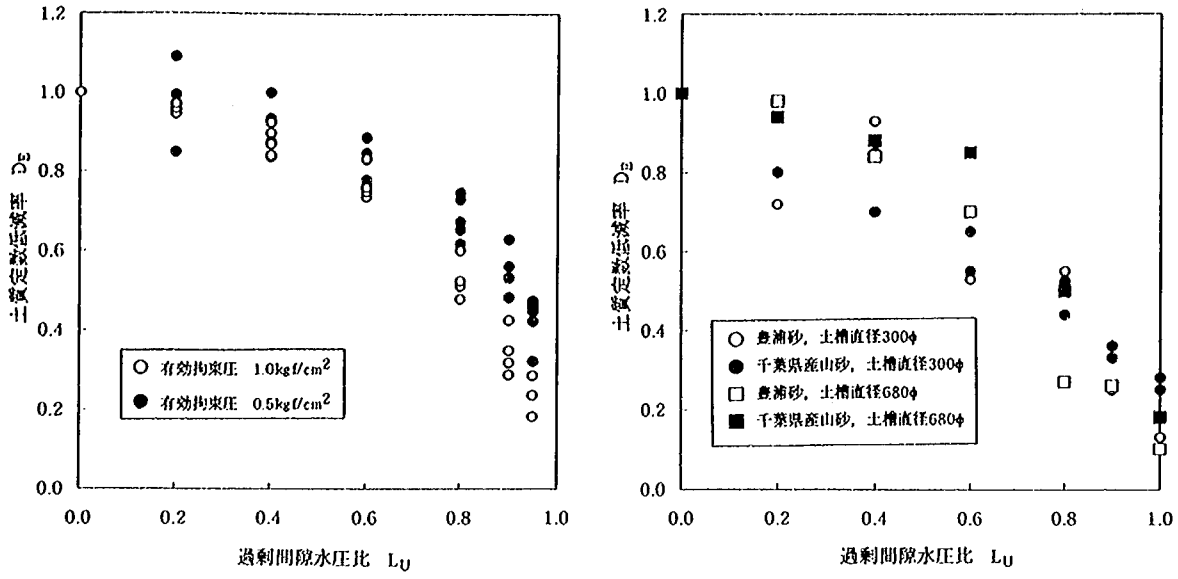


図-3.9.1　各実験方法の概要

分することにより杭模型に作用する土圧分布を、2階積分することにより杭模型の変位分布を計算し、土圧－変位関係及び過剰間隙水圧比からD_EとL_uの関係を求める実験である。またe)の方法は、d)と同様の方法であるが、実地盤内に実大の杭を設置し、バイブロハンマーを用いて液状化を発生させると同時に、杭頭に水平力を載荷する方法である。

これらの実験から得られたD_E-L_u関係を実験方法ごとに示したものが、図-3.9.2～図-3.9.6である。

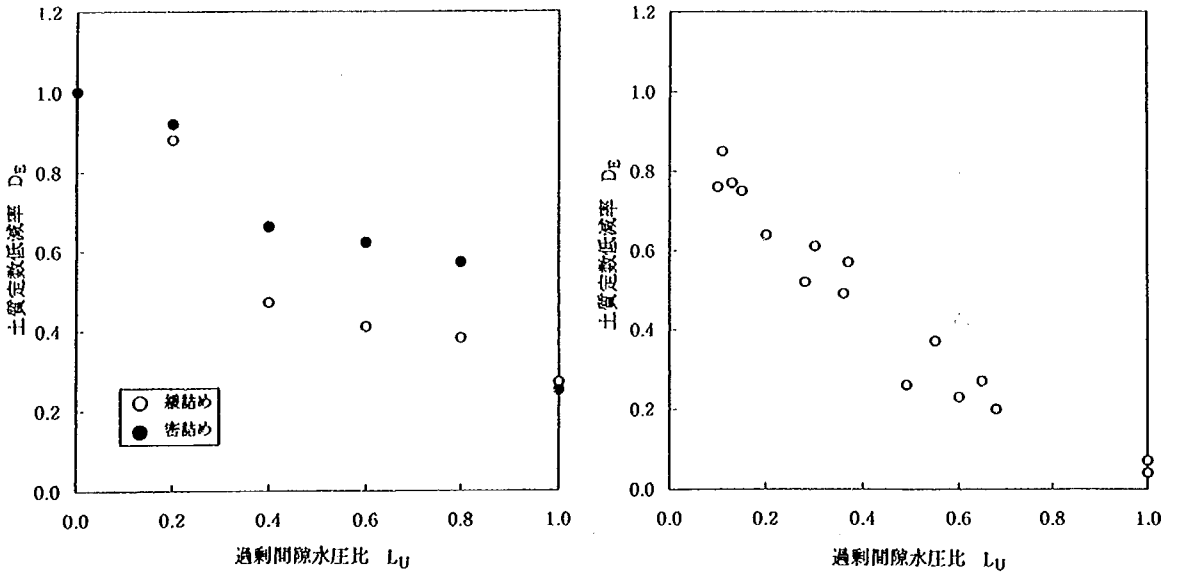
実験方法a)では、実験①、②ともに相対密度45～60%程度の模型地盤を用いており、実験①では土槽内径を300mm、実験②では300mmと600mmの２種類としている。なお過剰間隙水圧は土槽下面から水圧を注入することにより発生させ、地盤反力係数は貫入変位1mmまでの荷重－変位関係の傾きにより算出している。図-3.9.2によると、D_E-L_u関係は上に凸の曲線上にプロットされているが、これは地盤と載荷装置の間のゴム膜の剛性の影響と、貫入変位が1mmと比較的小さい変位での地盤反力係数であることが原因と考えられる。また、土槽内径を変化させても、結果に対する影響は小さい。



（a）実験①　　（b）実験②

図-3.9.2　実験方法 a)のD_E-L_u関係

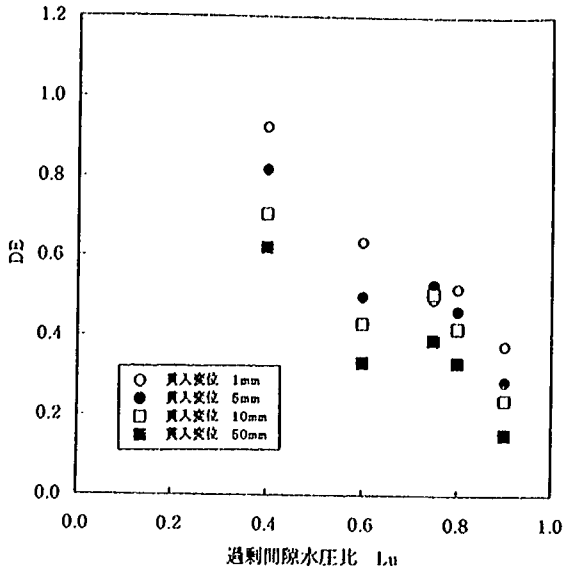
実験方法b)は、拘束圧を載荷していないためごく浅い地盤での地盤反力係数を求めていることになる。実験③では直径100mm、④では30mmの杭模型を2～4mm/minの速度で貫入しており、両実験とも貫入変位10mmでの地盤反力係数を算出している。また過剰間隙水圧比は、振動台による加振によって上昇させ、杭模型貫入中も加振を継続している。図-3.9.3を見ると、D_E-L_u関係はやや下に凸の曲線上にプロットされており、過剰間隙水圧比の上昇による地盤反力係数の低減が比較的大きいという結果となった。これは、貫入変位が10mmと比較的大きい変位での地盤反力係数であることと、貫入中の加振の影響で供試管周辺の地盤が軟化したことが要因と推測される。



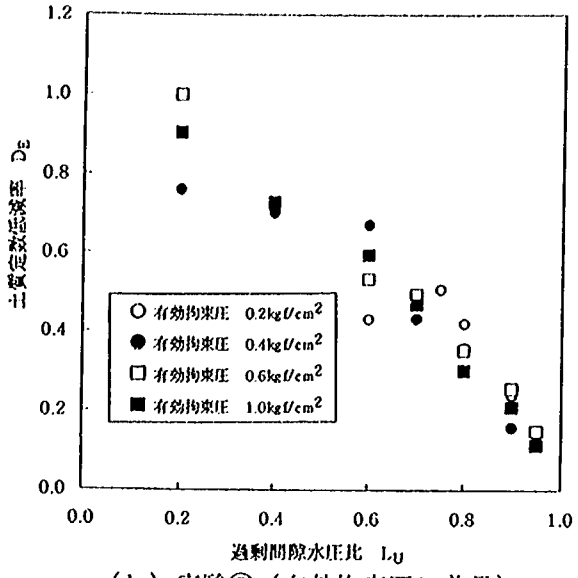
（a）実験③　　（b）実験④

図-3.9.3　実験方法 b)のD_E-L_u関係

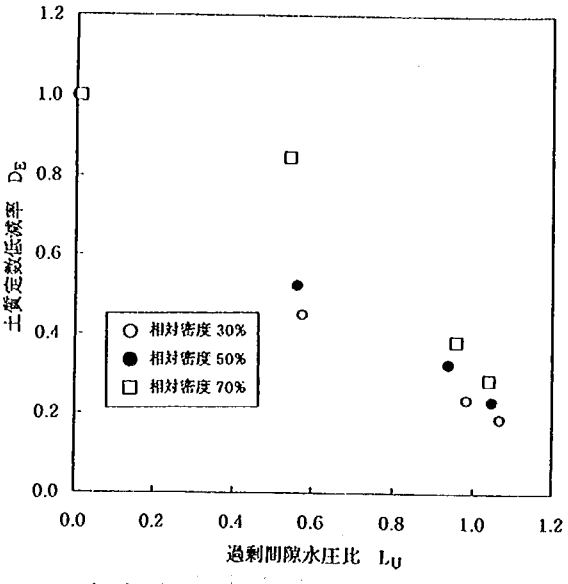
実験方法c)は、拘束圧、貫入変位、相対密度、細粒分含有率、過剰間隙水圧上昇方法等を変化させてD_E-L_n関係を求めている。6cmの杭模型を50mm/minの速度で貫入しており、過剰間隙水圧比は上昇方法の比較を行うため、水圧注入及び加振によって上昇させている。図-3.9.4によると、D_E-L_n関係は、全般的には直線に近い傾向を示しており、実験③、④と比較すると、地盤反力係数の低減はやや穏やかである。これは、杭模型の貫入速度が比較的速いことと、過剰間隙水圧比を水圧注入によって上昇させていることが要因と考えられる。拘束圧及び貫入変位に着目すると、貫入変位が小さい場合は拘束圧が高いほどD_E-L_n関係は上に凸の傾向を示すが、貫入変位が大きくなると逆の傾向を示すようである。またこの図からは、相対密度及び細粒分含有率が大きくなると上に凸の傾向を示すように見える。さらに、加振によって過剰間隙水圧を上昇させる試験では、水圧注入による方法よりやや下に凸の傾向を示している。



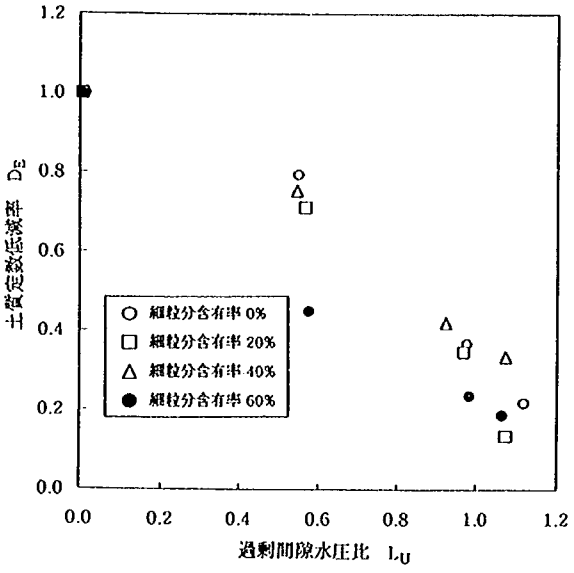
（a）実験⑤（貫入変位に着目）



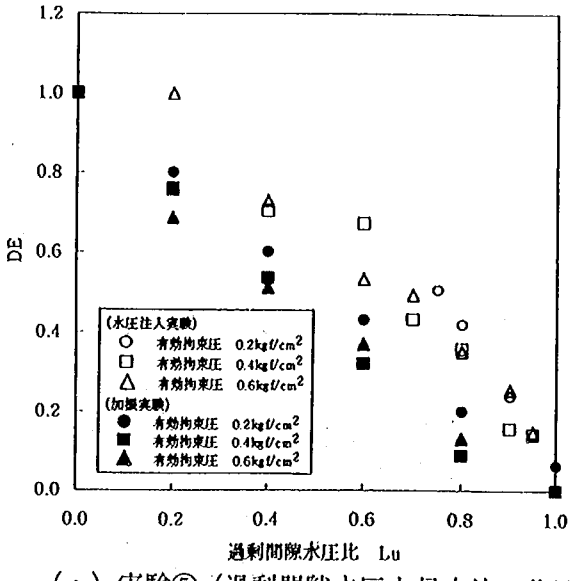
（b）実験⑤（有効拘束圧に着目）



（c）実験⑤（相対密度に着目）



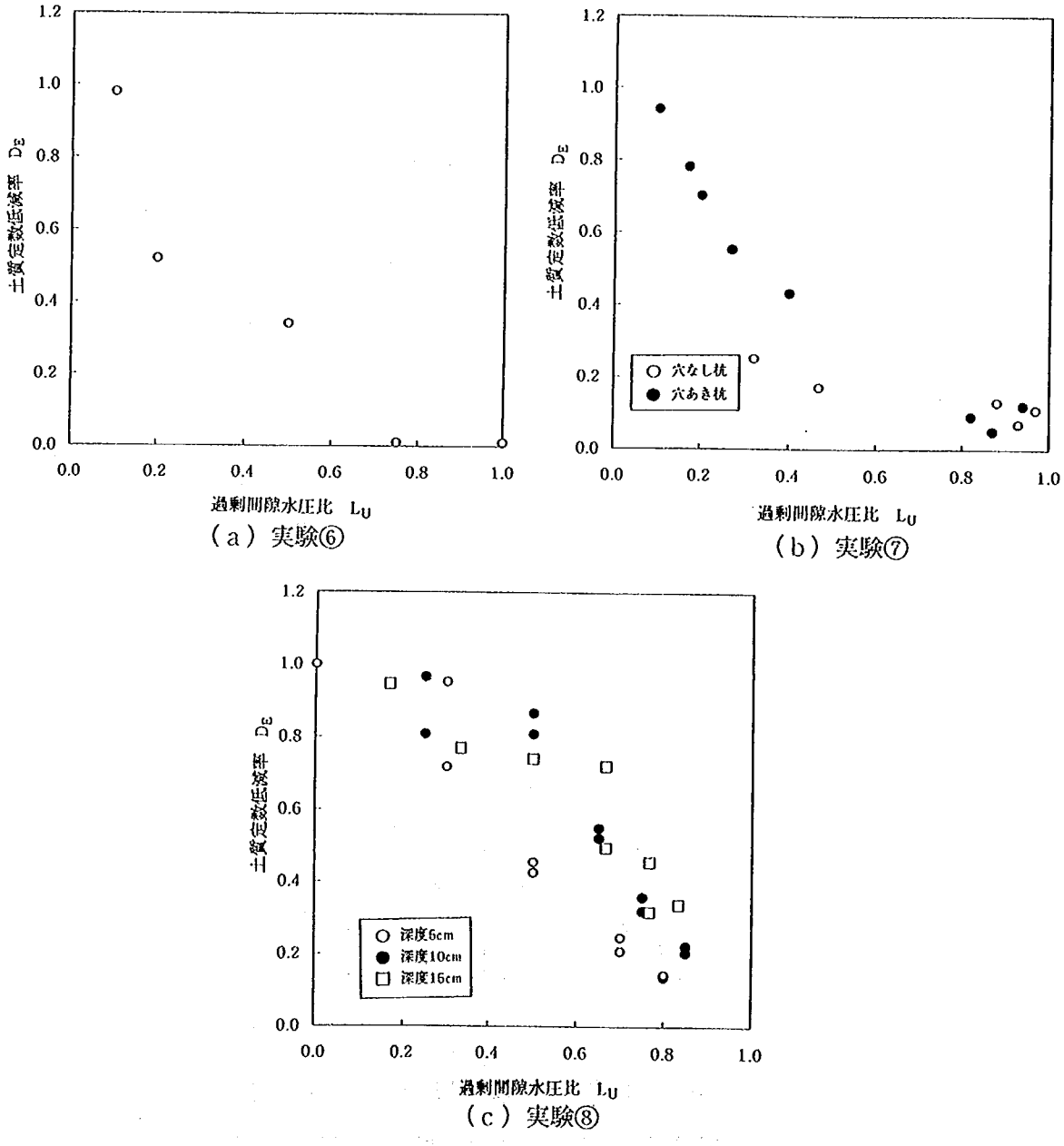
（d）実験⑤（細粒分含有率に着目）



（e）実験⑤（過剰間隙水圧上昇方法に着目）

図-3.9.4　実験方法 c)のD_E-L_u関係

実験方法d)では杭径や杭種等、実験方法e)では杭種を変化させてD_E-L_u関係を求めており、過剰間隙水圧比の上昇は加振によって行っている。d)の実験に用いられている杭模型の長さは、概ね70cm～100cmであるが、水平力を加えたときの杭模型の水平変位の第一不動点は地表面から20cm付近にあり、それ以深では杭はほとんど変位していないことから、この実験で得られたD_Eは地盤の表層部のみで決定されていると考えられる。また、実大実験であるe）においても同様で、地表面から２m程度で杭の水平変位の第一不動点をむかえ、それ以深では水平変位がほとんど発生していない。なお地表面での杭の水平変位は、実験d）では0.2cm～1cm程度、実験e）では孔あき杭で1.5cm程度、孔なし杭で2.0～2.5cm程度となっている。図-3.9.5及び図-3.9.6によると、実験方法d）及びe）のD_E-L_u関係は、他の実験に比べて下に凸の傾向が強いように見える。これは、地盤模型の表層部のみで比較的小さい水平変位で地盤反力係数が決定されていることが要因と考えられる。また実験⑦⑨では、排水機能を付与した孔あき杭と普通杭の比較実験を行っているが、孔あき杭では直線からやや上に凸の傾向を示すことが分かる。



（a）実験⑥

（b）実験⑦

（c）実験⑧

図-3.9.5　実験方法 d)のD_E-L_u関係

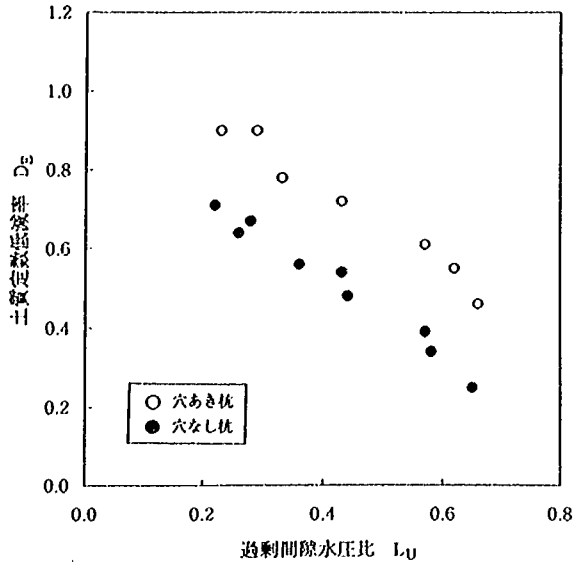


図-3.9.6　実験方法 e)　(実験⑨) のD_E-L_u関係

(3) D_EとL_uの関係の回帰分析及び考察

上述の結果をもとに、D_E-L_u関係を下記の式を用いて回帰を行った。

$$D_E=-a\cdot L_u\cdot \exp(b\cdot L_u)+1$$

・L_u=0, D_E=1の点を通る。

・上に凸にも下に凸にもなり得る。

・定数aが小さいほど上に凸の傾向を示し、大きいほど下に凸の傾向を示す。

・定数bが正のとき上に凸、負のとき下に凸、b=0のとき直線となる。

・a=1, b=0のとき、$D_E=-L_u+1$の直線となる。

などの特徴を持っており、D_E-L_u関係の表現に適していると考えられる。全ての実験について上式で回帰を行い、得られた係数aと係数bの関係を各実験方法ごとに示したものが、図-3.9.7である。実験方法a) の結果は上に凸の領域に、実験方法d) 及びe) の結果は下に凸の領域に集中していることが分かる。

図-3.9.8に実験方法c) の地盤反力係数を求めたときの杭模型と地盤の相対変位と係数bの関係を示す。これによると、有効拘束圧が低い場合は変位が大きくなるとともに下に凸の傾向を示すが、有効拘束圧が大きくなると、逆の傾向を示している。

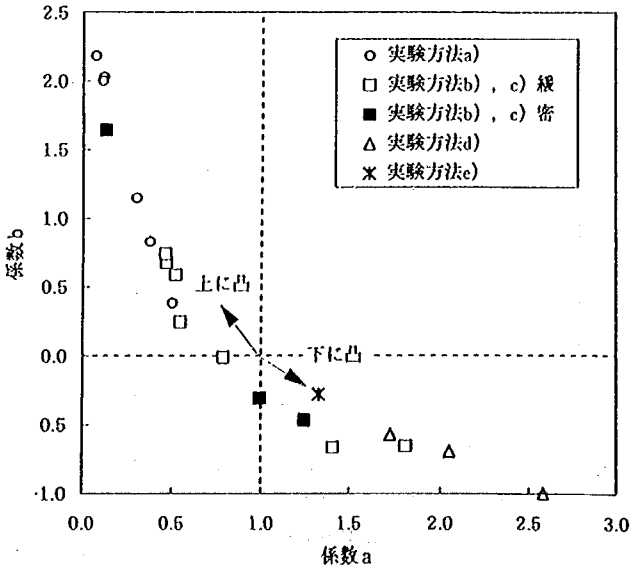


図-3.9.7　回帰により得られた係数aと係数bの関係

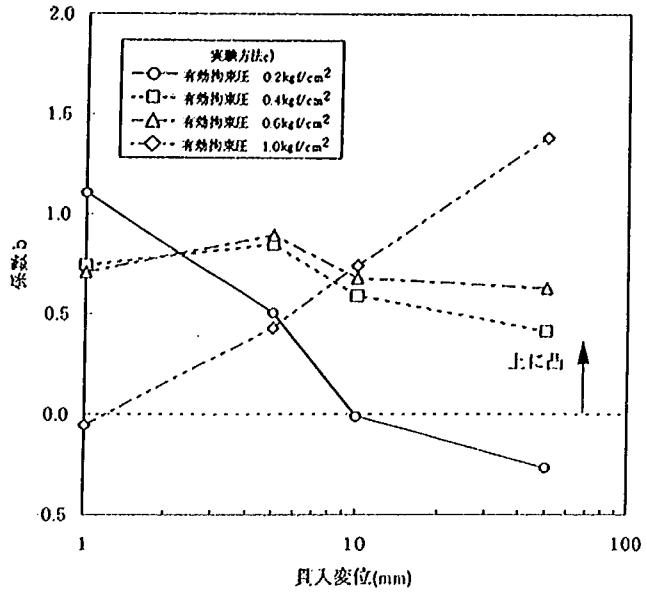


図-3.9.8　貫入変位と係数bの関係

また、実験①及び⑤の回帰結果を用いて、地盤模型の拘束圧及び相対密度と係数ｂの関係をプロットすると、図-3.9.9及び図-3.9.10のようになる。その結果、拘束圧が大きくなると上に凸に向かう傾向を示すが、拘束圧0.6～1.0以上で頭打ちとなっている。また、相対密度が密になると、急激に上に凸傾向を示すことがわかる。

さらに、実験⑤の結果を用いて、細粒分含有率と係数ｂの関係をプロットすると図-3.9.11のようになる。データが少ないためはっきりとは確認できないが、細粒分含有率が20～40%の間で最も上に凸となり、これを越えると直線に向かう傾向を示しているように思われる。

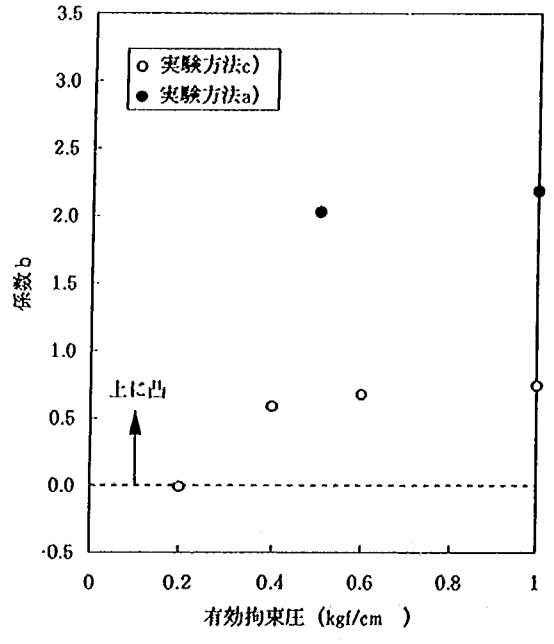


図-3.9.9　有効拘束圧と係数bの関係

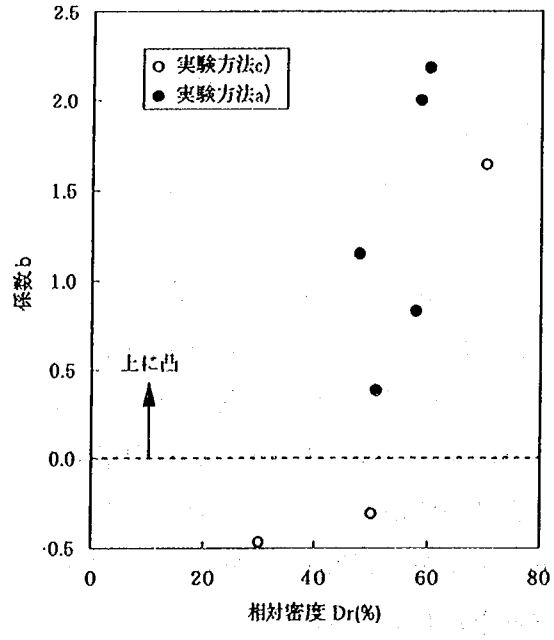


図-3.9.10　相対密度と係数bの関係

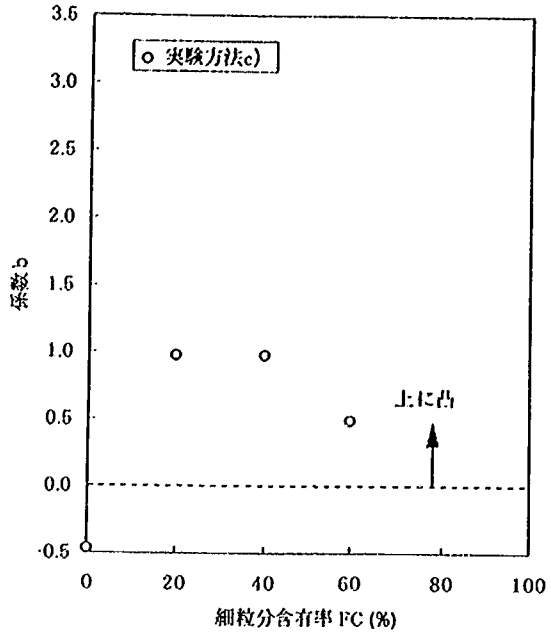


図-3.9.11　細粒分含有率と係数bの関係

(4) 整理結果の考察

地盤反力係数の低減特性は、着目した変位量の影響を受けるようである。実験①では、貫入変位1mmという微少な変位で低減率を推定しており、これが低減特性が上に凸の傾向を示す一要因であると考えられる。また、実験③～⑤については、貫入変位10mmというかなり非線形な領域で整理を行っており、直線から下に凸の傾向を示している。実験⑦及び⑧については、2～10mm程度の変位で整理されているが、地盤模型に対する杭模型の剛性が低いためか、杭模型が液状化層の表層部のみで変形している様子が、杭模型の曲げモーメントの深度分布から推測できる。これらの実験の低減特性に著しく下に凸の傾向があるのは、このようなことが原因と考えられる。

室内実験の整理を行った結果、地盤反力係数の低減形態は、地盤反力係数を推定した変位，液状化の発生方式，有効上載圧等の条件に左右されることがわかった。また今回は検討しなかったが、載荷速度の影響を受けることも予想される。したがって、室内実験から得られた地盤反力係数の低減率を実構造物に適用するためには、実地盤と実構造物の地震時の相対変位、剛性の比率、地盤が液状化した場合の上部工を含めた構造物全体の地震応答特性等を知る必要がある。これらは、遠心力場の模型振動実験の結果からある程度は推定できるが、今後はできる限り実物大に近いスケールでの模型振動実験あるいは有効応力解析等を用いて詳細に検討を行う必要がある。また、今後1G場の模型振動実験を行う際には、杭模型の剛性の設定、上部工模型を含めた模型の固有周期等について十分検討を行った上で実験を行うことが重要である。

建設省土木研究所（振動研究室）

3.9.3　液状化地盤中における杭基礎の挙動に関する振動実験

(1) 目的

液状化地盤中における杭の挙動は動的なものであるが，実験設備・手法，データ解析等における制約から，従来の液状化時の水平地盤反力係数に関する検討のほとんどは静的な載荷方法によるものである。したがって，その結果得られた過剰間隙水圧比Ru～地盤反力係数の関係に関しては，杭の動的挙動への適用性の検討が課題となる。さらに，本質的には杭の振動挙動に基づいて液状化時の水平地盤反力係数を検討することが望ましい。ここでは，このような観点から昨年度までに実施した1g場での振動台実験および遠心模型実験の結果に基づいて，まず液状化地盤中における杭基礎の挙動に関する知見をとりまとめ，杭の振動挙動からみた液状化地盤の水平地盤反力係数について考察を行う。

(2) 1g場模型振動台実験による杭の挙動に関する検討

1)　実験概要

実験の詳細については文献[10]に譲ることにし，ここでは概要のみを述べる。実験模型と主な計測位置を図-3.9.12に，実験ケースを表-3.9.2に示す。地盤は千葉県産山砂(G_s=2.678, D_{50}=0.38mm, U_c=3.21) を用いて砂箱(長さ2×高さ1×奥行き1m)内に作成した。上層が緩詰(目標相対密度50%)，下層が締固め(同90%)の2層地盤で，緩詰め地盤は水中落下法により作成し，その平均的な単位体積重量は1.86gf/cm^{3}である。杭には剛性による挙動の差異を見るためにポリカーボネート杭(ϕ22mm, t 1mm)と鋼杭(ϕ22mm, t 2mm)の2種類を用いた。杭頭の質量はポリカーボネート杭に対して847g, 423g, 110g, 0g (杭頭質量なし) の4種類，鋼杭に対して40.5kg, 18.0kg, 5.6kg, 0kg (杭頭質量なし) の4種類の計8種類である。加振は3Hzの正限波30波で，目標台加速度は200galである。

表-3.9.2　実験ケース

実験No.	杭　種　類	杭頭質量	緩詰め地盤の相対密度	空中加振時の固有振動数	
				締固め地盤上	地盤なし
1	ポリカーボネート杭	なし	55%	—	—
2	ポリカーボネート杭	110g	48%	5.2Hz	4.2Hz
3	ポリカーボネート杭	423g	55%	3.0Hz	2.2Hz
4	ポリカーボネート杭	847g	58%	2.2Hz	1.6Hz
5	鋼　杭	なし	54%	—	—
6	鋼　杭	5..6kg	59%	—	4.3Hz
7	鋼　杭	18.0kg	58%	3.1Hz	3.0Hz
8	鋼　杭	40.5kg	54%	2.2Hz	2.1Hz

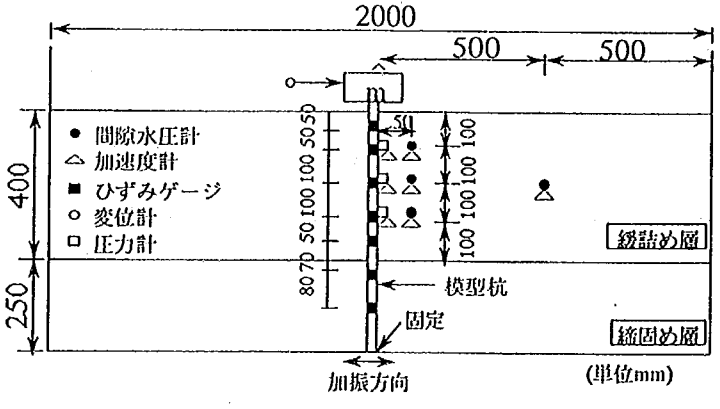


図-3.9.12　実験模型と主な計測位置

2) 液状化地盤中での杭の振動挙動に関する考察

実験結果の詳細は文献10)に譲り，ここでは，杭の振動挙動に関し得られた結果をとりまとめる。

(a) 実験No.2, No.3および実験No.6, No.7の過剰間隙水圧，地盤の応答加速度，杭頭の応答加速度と水平変位の経時変化を図-3.9.13に，また，杭頭質量ゼロの実験No.1と実験No.5の杭頭変位の経時変化を図-3.9.14に示す。これらより以下のことがわかる。

① 加振開始後0～2secの水圧上昇過程において地盤および杭頭の加速度に増幅が見られ，液状化後には地盤加速度が減衰し，杭頭の加速度は実験No.7を除いて一定振幅の定常的な振動を示す。杭頭の水平変位は実験No.7を除いて液状化前の地盤加速度の増幅時に最大振幅を示す。

② 曲げ剛性の小さいポリカーボネート杭では杭頭質量がゼロの場合にも比較的大きな変位が生じているのに対し，鋼杭では杭頭質量ゼロの場合の変位は小さい。

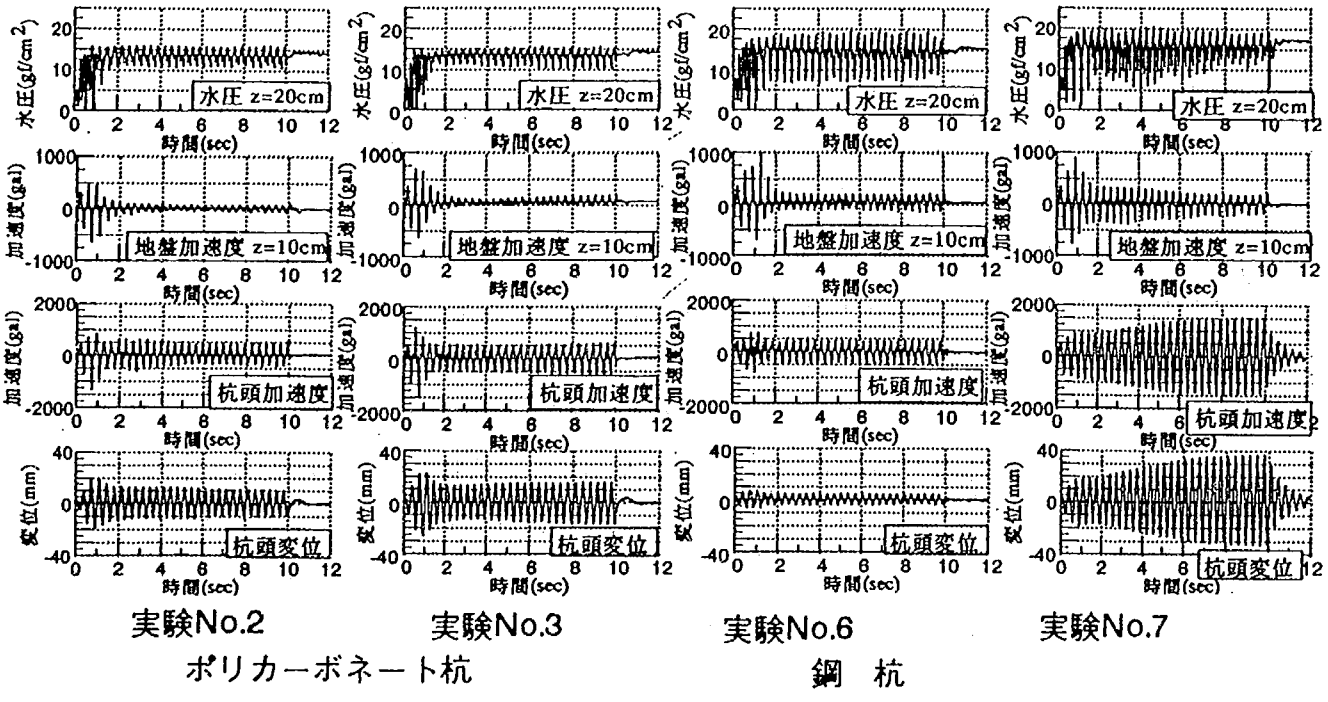


図-3.9.13 過剰間隙水圧，地盤加速度，杭頭の加速度・水平変位の経時変化例

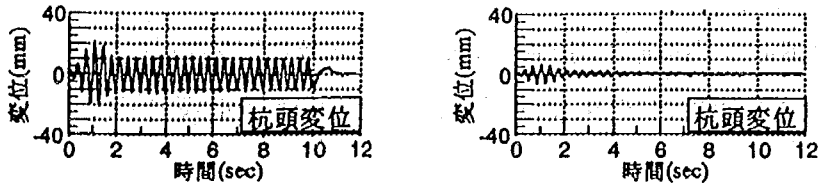


図-3.9.14 杭頭質量無しの時の杭頭変位の変化

(b) 杭頭と杭頭の関係を図-3.9.15に、また、杭頭質量にその時刻における杭頭の応答加速度を乗じることによって求めた杭頭の変位の関係を図-3.9.16に示す。図には液状化前の杭頭変位の最大値と液状化後の定常振動時に着目した2種類のデータが示してある。なお、図-3.9.16中の実線は締め固め地盤上の突出杭とした場合の杭頭変位～慣性力関係を、一点鎖線および波線はそれぞれ液状化前、液状化後の実験データを最小自乗近似した直線を示している。図-3.9.15より以下のことがわかる。

① 曲げ剛性の小さいポリカーボネート杭では杭頭質量ゼロでも比較的大きな変位が生じ，これが質量の増加による変位の増加よりも支配的である。一方，剛性の高い鋼杭では杭頭質量の増加による変位の増加が支配的である。

② 鋼杭では実験No.7で地盤液状化後に共振による変位・加速度の増幅が見られるが，液状化前にはその影響が顕著でない。さらにポリカーボネート杭では液状化前後ともにその影響は顕著でない。これは，周辺地盤と比べ杭の剛性が相対的に小さいと杭頭慣性力による変形よりも周辺地盤からの影響による変形が卓越し，相対的に剛な杭では杭頭慣性力による変形が卓越するためではないかと考えられる。

図-3.9.16より以下のことがわかる。

① 杭の種類，液状化前後によらず，杭頭慣性力がゼロの時の変位値付近を起点にして慣性力の増加とともに，杭頭変位がほぼ線形的に増加していく傾向が見られる。これは，杭の変形が，杭頭慣性力によって生じる変形に加え，液状化前には周辺地盤の応答変位，液状化後には周辺地盤からの土水圧等の影響と考えられる杭と周辺地盤の相互作用によって生じる変形が重なりあって生じるためと考えられる。

② ポリカーボネート杭においては，その傾きが液状化前，液状化後，突出杭の順に小さくなり，液状化による地盤の剛性低下を反映した結果となっているが，液状化後においても突出杭の場合よりも傾きが大きく，地盤から杭に何らかの抵抗が作用していたことが考えられる。一方，高剛性の鋼杭に関しては液状化前後とも突出杭の傾きとの差が小さい。これは杭自身の曲げによる反力が地盤からの反力に比べて支配的であるためと考えられる。

（住友金属）

(3) 杭基礎の遠心模型実験に関する地盤反力の評価

1) 実験目的

杭に作用する地盤の水平抵抗は、拘束圧や変形レベル等に影響を受ける。今回、液状化時の杭基礎の挙動に関して、拘束圧や変形レベルなどの影響が考慮できる遠心模型実験を実施した。

2) 実験内容

実験ケースは、表-3.9.3に示すように杭配置と杭種類により計4ケースである。

表-3.9.3　実験ケース

	杭配置	杭　　種	入力加速度	加振振動数
CASE1	単杭	普通（排水機能無し）	7.0G	50Hz
CASE2	単杭	排水機能付き	5.2G	50Hz
CASE3	4本杭	普通（排水機能無し）	6.2G	50Hz
CASE4	4本杭	排水機能付き	5.6G	50Hz

本実験で用いた試料は表-3.9.4に示す8号硅砂A8号であり、試料容器は側面からの反射波が少ないせん断箱である。

表-3.9.4　試料の物理物性

土粒子の密度　Gs	2.65
D50(mm)	0.100
D30(mm)	0.069
D10(mm)	0.041
D60(mm)	0.120
最大間隙比	1.333
最小間隙比	0.703

この容器中央下部に杭基礎模型を剛結した後、空中ポアリング法により相対密度約40%の砂地盤を造成し、表面に遠心加速度50Gで10kPaに相当するジルコン砂を敷き均す。これを大型脱気槽内に入れ、真空に近い状態で地盤下部より脱気水を注入し、地盤を飽和させる。図-3.9.17、図-3.9.18に示すように、杭頭に上部質量を剛結し、地盤中に加速度計と間隙水圧計を、杭頭には加速度計とﾚｰｻﾞｰ変位計のﾀｰｹﾞｯﾄを設置する。

模型杭は径約15mm (EI=50N/m2)のステンレス製であり、ひずみゲージを添付している。排水機能付き杭には図3.9.19に示す孔が空けられ、その孔はメッシュで覆われており、普通杭（排水機能無しの杭）は、杭の内部をシリコンで充填し、排水しないようにしている。

遠心加速度を50Gとし、入力波は、最大入力加速度6G、周波数50Hzの正弦波40波とした。

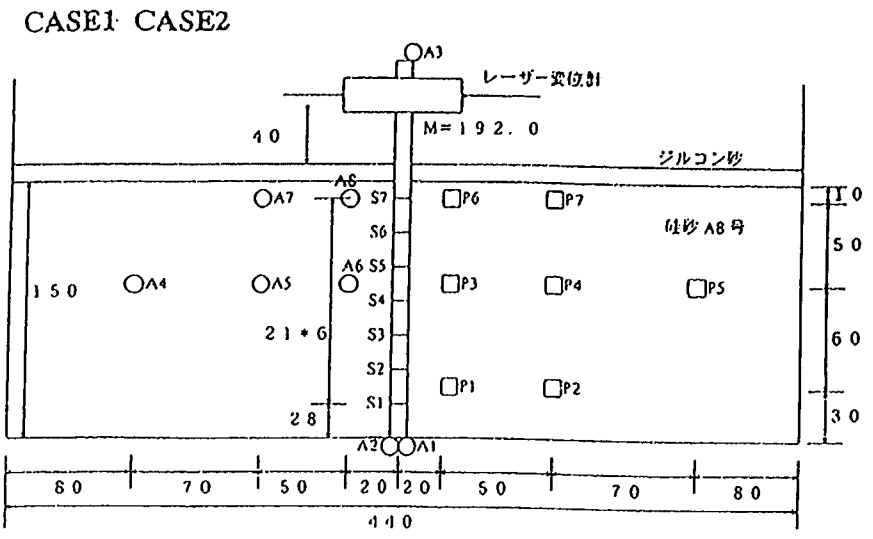


図-3.9.17　単杭の場合の模型及びセンサー設置位置

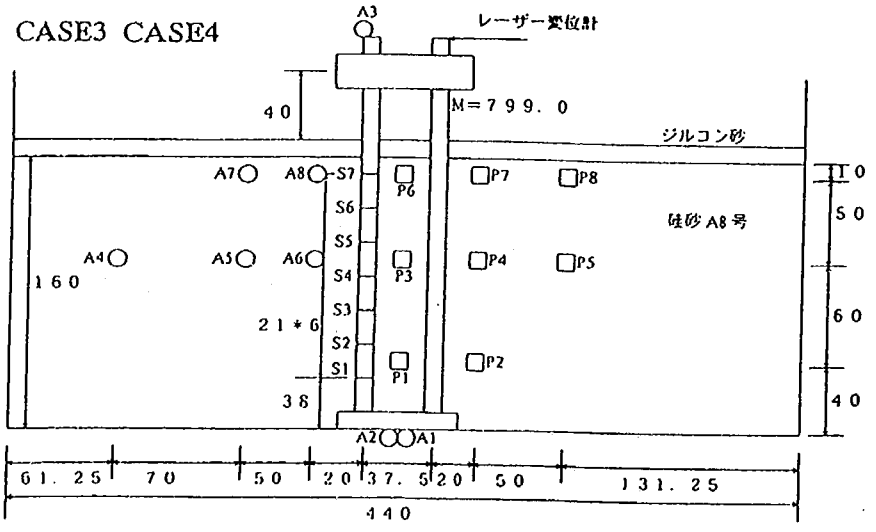


図-3.9.18　4本杭の場合の模型及びセンサー設置位置

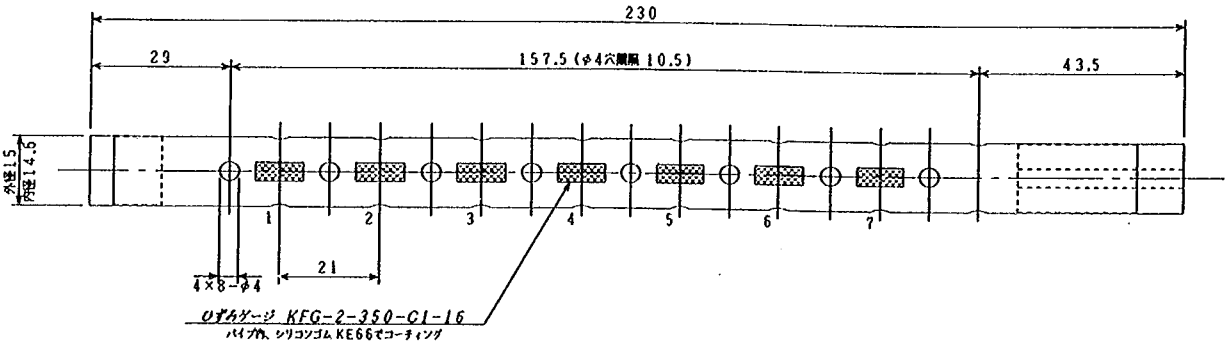


図-3.9.19　模型杭の仕様

3) 実験結果概要と地盤反力の評価

① 杭頭応答加速度

杭頭に取り付けた構造物の応答加速度の経時変化を図-3.9.20に示す。これより、単杭では4本杭より地盤の剛性に比して杭の剛性が小さいため、液状化時の構造物の応答加速度が大きく低下する。また、単杭では一旦低下した応答加速度が漸増していく現象が見られ、今回の実験条件が固有振動数に近いものと考えられる。

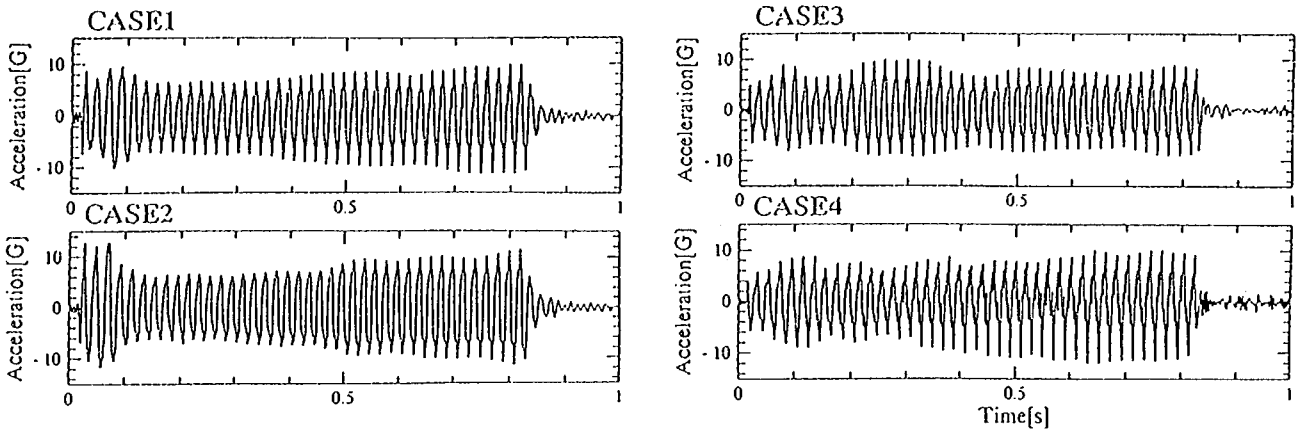


図-3.9.20 各ケースの杭頭応答加速度

② 過剰間隙水圧

単杭の場合はP3を除いては、過剰間隙水圧については普通杭と排水機能付き杭の差は見られなかったが、図-3.9.21に示すように4本杭の場合は特に杭近傍の深度の大きい部分において差が見られた。これは、4本杭になったことにより、単杭の場合よりも排水効果がより現れたことを示す。

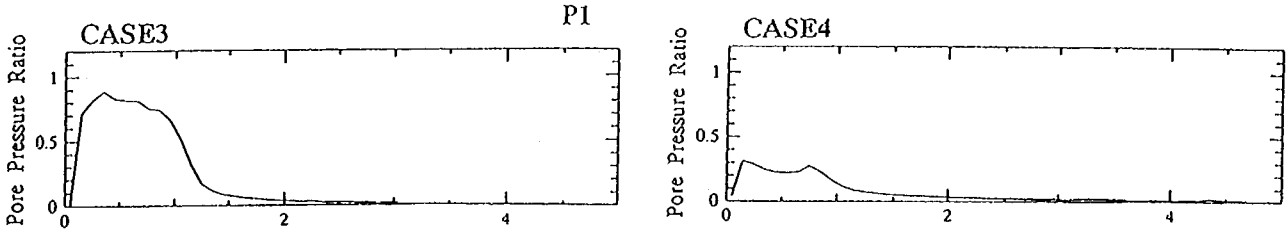


図-3.9.21 4本杭の場合の過剰間隙水圧（P 1）

③ ひずみ

図-3.9.22に振動波数40波の各波数段階ごとの単杭の場合の杭の曲げひずみを示す。これより、加振が進行するにしたがって、普通杭の方が排水機能付き杭に比べ曲げひずみが大きくなっていることがわかる。4本杭の場合は、杭基礎が剛なため地盤剛性の変化の差が現れず、普通杭と排水機能付き杭の差は少なかった。

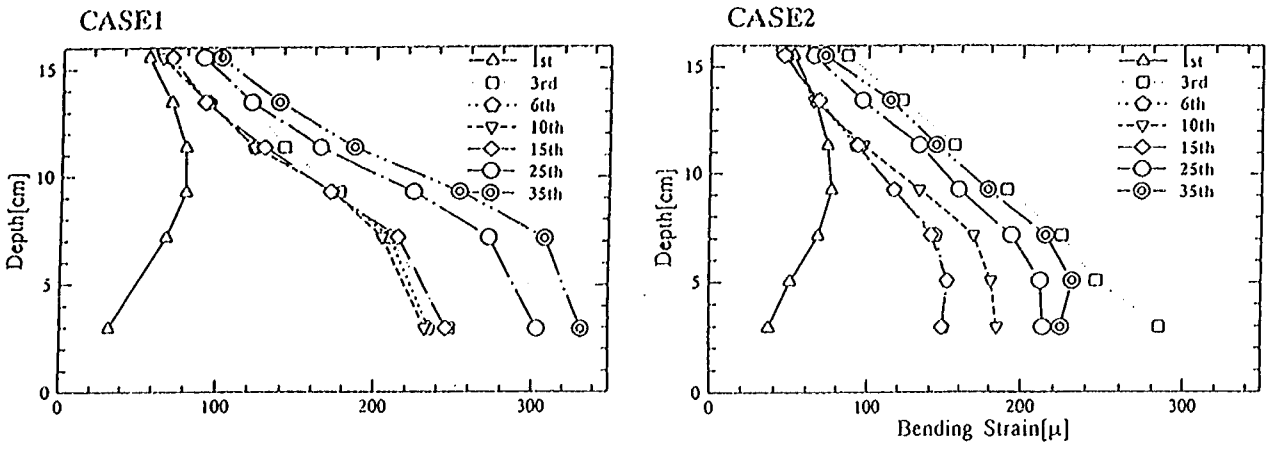


図-3.9.22　単杭の場合の杭の曲げひずみ

④　杭頭変位

杭頭変位と杭頭慣性力の関係を、図-3.9.23、図-3.9.24にそれぞれ普通杭、排水杭の場合について示す。ここで、グラフは、約0.1秒刻みである時刻に生じた杭頭変位と杭頭慣性力の関係をプロットしたものである。

図-3.9.25の排水杭の場合のグラフ中の直線は、最小二乗法により杭頭変位と杭頭慣性力を直線近似したものである。排水杭の場合には杭頭変位と杭頭慣性力の間に線形関係が見受けられるが、普通杭の場合には線形関係は見受けられない。

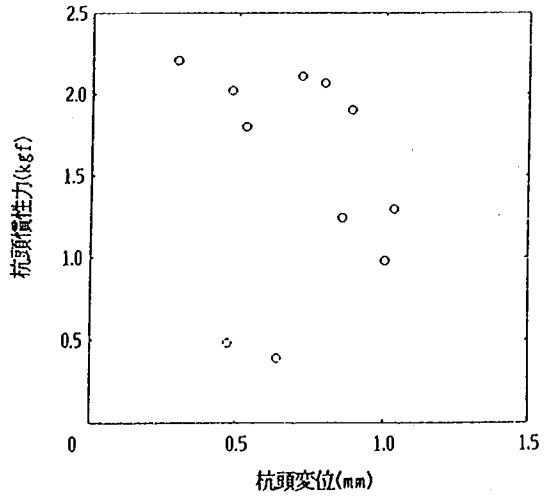


図-3.9.23　普通杭の場合の杭頭変位と杭頭慣性力の関係

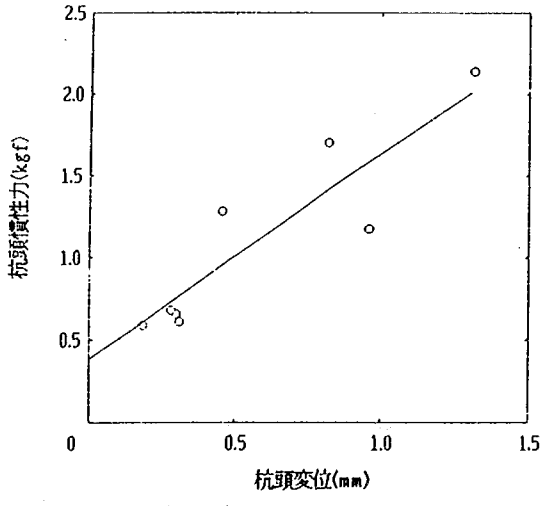


図-3.9.24　排水杭の場合の杭頭変位得意頭慣性力の関係

⑤　地盤反力

単杭のケースに関してのみ検討する。曲げひずみの測定値から曲げモーメント分布を求め、最大曲げモーメントが一致するような、一層系の線形地盤反力モデルでの地盤反力係数を計算した。また、

計算モデルに用いる外力としは、杭頭応答加速度の計測値より求めた杭頭慣性力を集中荷重として作用させることとする。

図-3.9.25に普通杭の場合の１波目と２５波目と、図-3.9.26に排水機能付き杭の場合の１波目と２５波目について、ひずみの測定値より求めた曲げモーメント分布と、線形地盤反力モデルによって計算した曲げモーメント分布を示す。これより、最大曲げモーメントを一致させるように計算した場合、最大曲げモーメントの発生位置が一致しないこと、慣性力と距離のみで求められる地表面での曲げモーメントが一致しないなどが見られる。

図-3.9.27に過剰間隙水圧比と地盤反力係数の関係を示す。これより、大きく下に凸の曲線となっていることがわかる。

（新日鐵）

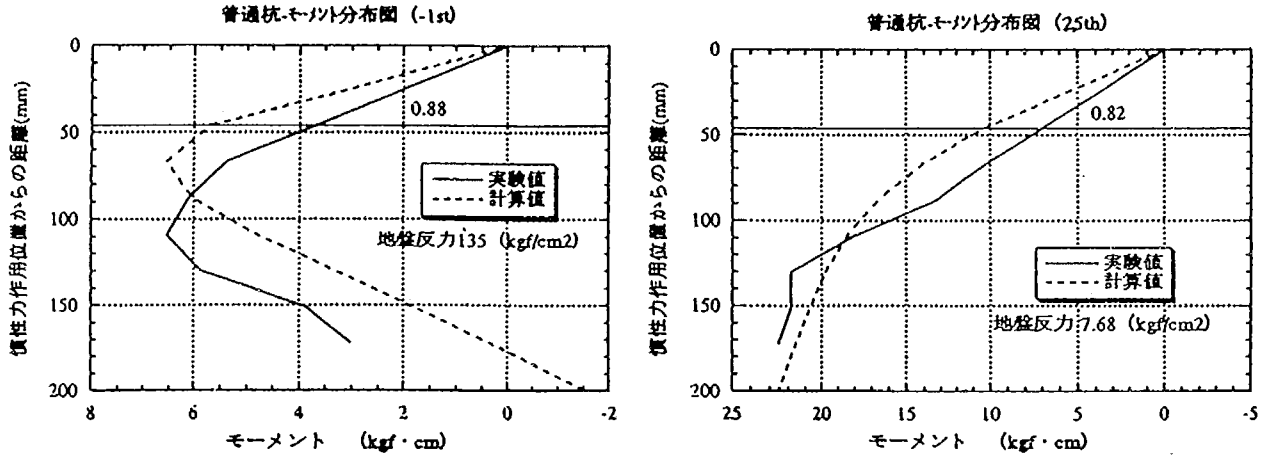


図-3.9.25　普通杭の場合の曲げモーメント分布の実験値と計算値

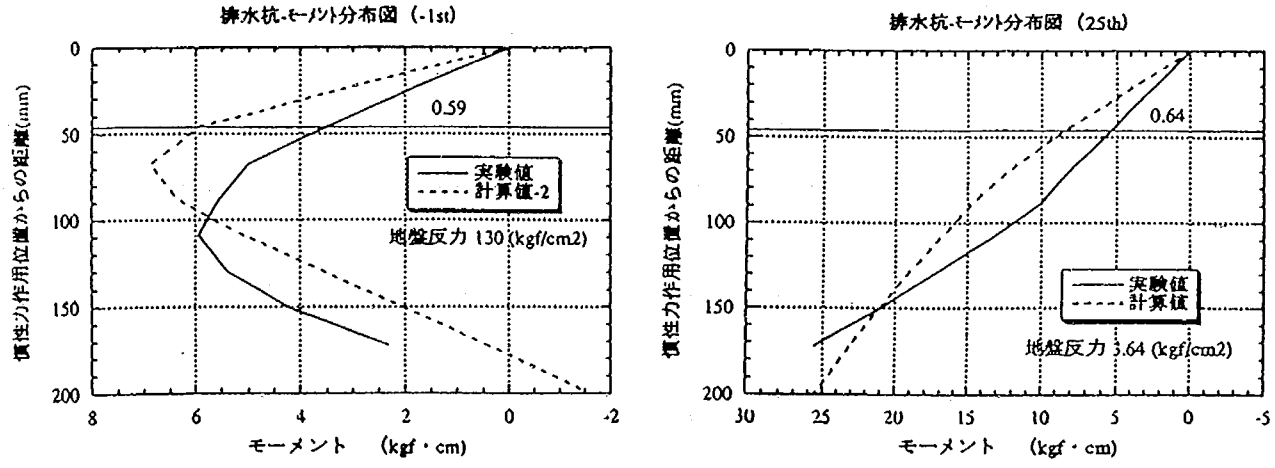


図-3.9.26　排水機能付き杭の場合の曲げモーメント分布の実験値と計算値

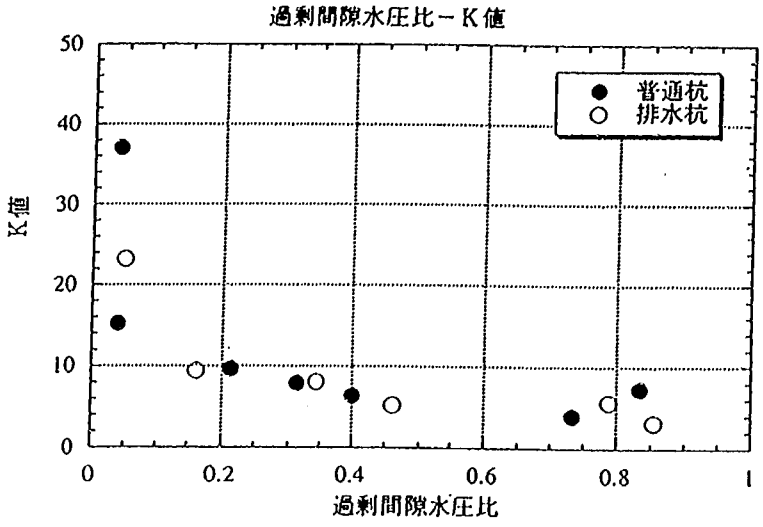


図3.9.27　過剰間隙水圧比と地盤反力係数の関係

(4) 実験で用いた杭模型と実大杭の対応関係についての考察

液状化地盤中での杭の振動挙動に関し，１ｇ場での模型振動台実験および遠心模型実験によって検討を行ってきた。ここでは，実験で見られた模型杭の挙動と実大杭の挙動の対応関係に関し，杭と地盤の相対剛性の関係，および，１ｇ場および遠心力場における実験の相似則の観点から考察を加える。

1)　杭と地盤の相対剛性から見た模型と実物の対応関係について

地盤中の杭を弾性床上の梁と見なすとすれば，杭と地盤の相対剛性を表す指標として，杭の特性値$\beta = (D \cdot k_h / 4EI)^{1/4}$ に長さｌを乗じた無次元パラメータβｌが見られる[1]。ここでは，実験における加振前の地盤に対する杭の相対剛性と実大地盤・杭に対するそれを比較することにより，実験結果の杭の挙動と実大杭の挙動の対応関係について考察を行う。ただし，ｌに関しては，液状化層地盤と杭の相対剛性に着目するために杭の長さのかわりにここでは液状化層厚を用いることにした。なお，Hetenyiによればβｌの値によって弾性床上の梁の相対剛性の関係が次のようにまとめられている[1]。

○$\beta l < \pi/4$：地盤に対して梁が十分に剛であると見なせる。

○$\beta l > \pi$　：梁の一端に作用した力が他端に影響を及ぼさない領域で，地盤が梁に比較して相対的に剛性が高い領域である。

○$\pi/4 < \beta l < \pi$：梁の一端に作用した力が他端に影響を及ぼす領域で，上記２つの中間的な領域である。

(a)　１ｇ場振動台実験における地盤と杭の相対剛性βｌについて

○ポリカーボネート杭について

実験で用いた杭に対して別途実施した検定試験の結果および土槽への設置時の固有周期等を考慮すると杭の曲げ剛性ＥＩは8000～10000kgf･cm^{2}程度であると考えられ，地盤反力係数に関しては，振動実験と同様に作成した地盤および同じ杭に対する静的水平載荷試験の結果から推定した値を用いると，ポリカーボネート杭に関する地盤との相対剛性βｌは，おおよそ以下のような値となる。

β 1 =2.0~3.0

○鋼杭について

ポリカーボネート杭の場合と同様にして求めた杭の曲げ剛性ＥＩと水平地盤反力係数から，鋼杭に関する地盤と杭の相対剛性β 1はおおよそ以下のような値となる。

β 1 =0.6~1.0

(b) 遠心模型実験における地盤と杭の相対剛性β 1について

実験で用いた杭に対して別途実施した検定試験の結果より求めた曲げ剛性ＥＩは57371kgf·cm^2，および，振動実験と同様に作成した地盤と同じ杭を用いた静的水平載荷試験結果および振動実験結果を参考に推定した模型地盤の水平地盤反力係数k_h=100~150kgf/cm^{3}から，地盤と杭の相対剛性β 1はおおよそ以下のようになる。

β 1 =2.0~3.0

(c) 実物における地盤と杭の相対剛性について

現実の地盤物性や液状化層厚，用いられる杭の諸元の組み合わせは様々であるが，ここでは，以下の条件で実物に関する杭と地盤の相対剛性を算定した。

○杭：ϕ400~ϕ1100㎜の鋼管杭

○非液状化時の水平地盤反力係数k_h：0.3~3.0kgf/cm^{3}程度

○液状化層厚：5~10m

以上の条件のもとで，実物の杭に関する地盤と杭の相対剛性β 1を算定すると，以下のような範囲となる。

0.75<β 1 <5.0

(d) まとめ

非液状化時の地盤と杭との相対的な剛性の関係をとりまとめて表-3.9.5に示す。これより，以下のことがわかる。

① 1g場振動台実験で用いたポリカーボネート杭に対するβ 1の値は，実物のβ 1の範囲の平均的な値となっている。

② 1g場振動台実験で用いた鋼杭に対するβ 1の値は，実物のβ 1の範囲のうち比較的小さな領域，すなわち，地盤に対して杭の剛性が比較的高い場合と対応している。

③ 遠心模型実験で用いた模型杭に対するβ 1の値は，1g場振動台実験で用いたポリカーボネート杭と同程度の値で，実物のβ 1の範囲の平均的な値となっている。

④ 以上のことから地盤と杭の相対的な剛性の関係を見るかぎり，今回の模型実験は概ね実物で考えられる範囲内に含まれており，実物の杭の挙動においても模型実験で見られたように，地盤条件と杭諸元の組み合わせに応じて，杭＋質量としての挙動が卓越する場合やそれよりも周辺地盤からの影響が支配的な場合が発生する可能性があると考えられる。ただし，以上の地盤と杭の相対剛性に関する検討は非液状化時（加振前）の状態に対するものであり，液状化が進み地盤の剛

性が低下するに従いこの関係が変化するため別途検討する必要がある。

表-3.9.5　杭と地盤の相対剛性から見た模型杭と実大杭の対応

		β 1の値
実　物		$0.75<\beta 1<5.0$
1g振動台実験	ポリカーボネート杭	$\beta 1=2.0\sim3.0$
	鋼　杭	$\beta 1=0.6\sim1.0$
遠心模型実験		$\beta 1=2.0\sim3.0$

2) 相似則から見た模型と実物の対応関係について

(a) 1 g場振動台実験模型の実物との対応関係について

1g場振動台実験に関する相似則によって模型と実物の対応関係を検討する場合，模型の幾何縮尺λの設定によって対応する実物の杭の諸元が敏感に変化する。また，1g場振動台実験に関する相似則には，地盤の応力-ひずみ関係の拘束圧依存性の考え方によって2種類が見られる[12),13)]。ここでは，次の条件で実験で用いた模型杭の実物換算値を求める。

模型の幾何縮尺：$\lambda=1/20$とする。

杭の曲げ剛性に関する相似則：$[EI]_M/[EI]_P=\lambda^{4.5}$，および，$[EI]_M/[EI]_P=\lambda^{5.0}$

○ポリカーボネート杭について

$[EI]_M/[EI]_P=\lambda^{4.5}$ の関係によれば，$[EI]_P=7.0\times10^{9}$kgf·cm²程度となる。

$[EI]_M/[EI]_P=\lambda^{5.0}$ の関係によれば，$[EI]_P=3.0\times10^{10}$kgf·cm²程度となる。

○鋼杭について

$[EI]_M/[EI]_P=\lambda^{4.5}$ の関係によれば，$[EI]_P=6.0\times10^{11}$kgf·cm²程度となる。

$[EI]_M/[EI]_P=\lambda^{5.0}$ の関係によれば，$[EI]_P=2.5\times10^{12}$kgf·cm²程度となる。

(b) 遠心模型と実物の対応関係について

模型の幾何縮尺$\lambda=1/50$，$[EI]_M/[EI]_P=\lambda^{4.0}$ より，$[EI]_P=3.5\times10^{11}$kgf·cm²となる。

(c) 実大杭の曲げ剛性について

実大杭の曲げ剛性は材質，径，肉厚等によって様々であるが，ϕ=400mm～1100mmの鋼管杭を考えると，平均的な杭の曲げ剛性は以下のような値となる（ただし，腐食代を考慮する前の値）。

ϕ400mmの鋼管杭：$4.0\sim6.0\times10^{10}$kgf·cm²（肉厚によって異なる）

ϕ1100mmの鋼管杭：$1.0\sim2.0\times10^{12}$kgf·cm²（肉厚によって異なる）

(d) まとめ

各実験に用いた模型杭の曲げ剛性の実物換算値を実大杭の曲げ剛性と比較して表-3.9.6に示す。これより以下のことがわかる。

① 1g場振動台実験で用いたポリカーボネート杭の曲げ剛性の実物換算値は適用する相似則によって異

なるが，$[EI]_M / [EI]_P = \lambda^{4.5}$ の相似則によれば実物の杭より小さめの値となり，$[EI]_M / [EI]_P = \lambda^{5.0}$ の相似則によれば，幾何縮尺値がほぼ対応した ϕ400mmの実大鋼管杭の曲げ剛性と同程度の値となっている。

② 1g場振動台実験で用いた鋼杭の曲げ剛性の実物換算値は，寸法相似がほぼ対応する ϕ400mmの実大鋼管杭の曲げ剛性よりも大きめの値を与えているが，曲げ剛性の値そのものは実物の比較的剛性の高い鋼管杭程度の値となっている。

③ 遠心模型実験で用いた模型杭の曲げ剛性の実物換算値は，実物の鋼管杭の平均的な曲げ剛性値と対応している。

④ 以上のことから模型杭の相似則による実物換算値は，1g場振動台実験のポリカーボネート杭で $[EI]_M / [EI]_P = \lambda^{4.5}$ の相似則を適用した場合にやや小さめの曲げ剛性の設定になることを除いて，概ね実大の鋼管杭がとりうる曲げ剛性値と対応したものとなっている。しかし，地盤の液状化特性に関する現実との対応や本実験が単純な杭基礎モデルによるものであること等から，現実の杭基礎の挙動と実験で見られた挙動との対応関係についてはさらなる検討が必要である。

（住友金属）

表-3.9.6　相似則から見た模型杭と実大杭の対応

		曲げ剛性の実物換算値
実　物		ϕ400mmの鋼管杭：$4.0\sim6.0\times10^{10}$kgf・cm^2 ϕ1100mmの鋼管杭：$1.0\sim2.0\times10^{12}$kgf・cm^2
1g振動台実験	ポリカーボネート杭	$[EI]_M / [EI]_P = \lambda^{4.5}$ ： $[EI]_P = 7.0\times10^{9}$kgf・cm^2 $[EI]_M / [EI]_P = \lambda^{5.0}$ ： $[EI]_P = 3.0\times10^{10}$kgf・cm^2
	鋼　杭	$[EI]_M / [EI]_P = \lambda^{4.5}$ ： $[EI]_P = 6.0\times10^{11}$kgf・cm^2 $[EI]_M / [EI]_P = \lambda^{5.0}$ ： $[EI]_P = 2.5\times10^{12}$kgf・cm^2
遠心模型実験		$[EI]_P = 3.5\times10^{11}$kgf・cm^2

3.9.4　まとめと残された課題

(1) 液状化時の土質定数低減率D_Eと過剰間隙水圧比L_uの関係に関する過去の実験報告をとりまとめることにより、下記の知見を得た。

① 地盤に対して、ゴム膜を介して鉛直に載荷する実験におけるD_E-L_u関係は、著しく上に凸の傾向を示す。

② 液状化地盤中の杭模型を水平に載荷する実験では、杭が地盤の表層部のみで変位し深い部分は変形せず、D_E-L_u関係は、下に凸の傾向を示す。

③ 地盤内に載荷盤を貫入する実験では、貫入変位によってD_E-L_u関係が変化するが、その傾向は有効拘束圧によって影響を受ける。

④ 有効拘束圧及び相対密度が大きくなると、D_E-L_u関係は上に凸の傾向を示す。

⑤ 細粒分含有率が20～40%程度のとき、D_E-L_u関係は最も上に凸の傾向を示すが、40%以上では逆に直線に近づく傾向がある。

⑥ 排水機能を付与した孔あき杭は、孔なし杭に比べてD_Eの低減を抑制する効果がある。

⑦ 今回整理した室内実験では、載荷速度（地盤と杭の相対変位）について検討した例が無かった。しかし、D_Eは載荷速度の影響を受けることが予想されるため、今後追加実験を行う必要がある。

⑧ 室内実験から得られたD_E-L_u関係は、地盤と構造物の剛性及び相対変位、周波数特性等の点において、必ずしも実地盤及び実構造物の挙動を表現できているとはいえない。実際の設計に適用する際には、想定する構造物の特性を十分に把握したうえで、適切な地盤反力係数の低減特性を設定することが望まれる。

⑨ 今後はできる限り実物大に近い規模での模型振動実験を行うことにより、液状化時の地盤－構造物の動的相互作用について検討する必要がある。また、解析技術を向上させることにより、実大規模の模型振動実験の逆解析的にD_E-L_u関係を推定する必要がある。

⑩ D_Eを実務に適用するためには、D_E-L_u関係のみならず、液状化判定と対応させるためのF_L-D_E関係について検討する必要がある。本報告で整理した室内実験では、F_Lの推定を行うことは不可能であったが、模型地盤内でせん断応力及びせん断ひずみを計測することにより、F_Lを推定することが可能となる。これには、せん断応力及びせん断ひずみを高精度に計測する手法を開発する必要がある。

(2) 液状化地盤中での杭の挙動に関する１ｇ場での模型振動台実験、および、遠心模型実験により以下の結果が得られた。

① 杭頭の変位は液状化前の地盤加速度の増幅時に最大値を示す。

② 杭の変形は，地盤と杭の動的相互作用の結果として，杭頭慣性力による変位と応答変位などの周辺地盤からの影響による変形が重なり合って生じると考えられる。また、地盤に対し相対的に剛性の小さい杭では杭頭慣性力による変形よりも周辺地盤からの影響による変形が卓越し、相対的に剛な杭では杭頭慣性力による変形が卓越する傾向が見られた。今後、液状化地盤中の杭の挙動の検討では、これら2つの変位成分を分離して見る必要があると考えられ、両者の位相関係、上部構造物の影響などの考慮が課題である。

③　1ｇ場での振動台実験に対して杭頭変位と杭頭慣性力の関係を液状化前、液状化後について調べたところ、それぞれの杭頭変位は杭頭慣性力がゼロの時（杭頭質量がない場合）の変位値から慣性力の増加に対してほぼ線形に増加する傾向が見られ、液状化前後でその傾きが異なっていた。また、液状化後においてもその傾きは突出杭とした場合のそれよりも大きかった。一方、遠心模型実験では、排水杭の場合に同様の傾向が見られたが、普通杭に対しては杭頭変位と慣性力の関係は必ずしも線形とはならなかった。

⑤　遠心模型実験では、液状化時に杭頭の応答加速度が低下した後、再度漸増する傾向が見られた。これは、入力の周期が杭の固有周期に近かったためと考えられる。

⑥　遠心模型実験では杭の曲げモーメントは加振の進行に伴って増加していく傾向が見られた。その最大モーメント値が一致するように実施した一層系の線形地盤反力モデルでの計算では最大モーメントの発生位置や地表面でのモーメント値が必ずしも実験値と一致しなかった。また、過剰間隙水圧の上昇により地盤反力係数が大きく低減し、過剰間隙水圧～地盤反力関係は下に凸の曲線となった。

⑦　遠心模型実験で実施した排水杭の間隙水圧低減効果は特に４本杭の場合の深度の大きい所で確認された。

⑧　地盤と杭の相対剛性および模型実験に対する相似則の観点から模型杭と実大杭の対応関係を考察すると、今回の模型杭はいずれもほぼ実物で考えられる範囲に含まれ、実験で見られた様々な傾向の現象が実際にも発生する可能性があると考えられる。しかし、地盤の液状化現象についての実際との整合性や実構造を単純化したモデル実験であることから、現実の杭基礎の挙動に関しては今後の更なる検討が必要である。

⑨　杭の挙動や地盤反力係数に関する振動実験を行なう場合には、地盤と杭の相対剛性や相対変位、杭の変形量や地盤のひずみレベル等によって結果が影響されると考えられ、目的に応じて適切な実験条件を設定することが重要である。

（建設省土木研究所、新日本製鐵、住友金属）

参考文献

1) 常田，木全，吉田：地盤の流動化特性及びその影響に関する実験的検討，第16回土質工学研究発表会講演概要集，pp629--632，1981

2) 野田，喜田，飯田：液状化過程における孔あき杭の水平抵抗について，第２０回地震工学研究発表会講演概要，pp281-284，1990

3) 規矩，安田，吉田：埋設管に対する地盤の拘束力と液状化程度の関係，第２０回地震工学研究発表会講演概要，pp277-280，1990

4) Orense, Towhata, Yamashita：Responce of pipes subjected to ground displacement induced by liquefaction, 第28回土質工学研究発表会講演概要集，pp1175－1178，1993

5) Hagiwara, Ninomiya, Sento, Hamada：Model test on horizontal liquefied-soil subgrade reaction in pile-foundation ground, Proceedings of the fourth U.S - Japan workshop on soil liquefaction, pp122-140, 1994

6) 箕輪，水野，阿部：液状化過程における杭基礎の挙動（その１，その２），日本建築学会大会学術講演概要集，pp371-374，1993

7) 松本，佐々木，近藤：液状化地盤中の杭の水平載荷試験，土木技術資料29-11，pp21-26，1987

8) 才村，喜田，飯田，西谷，石原：排水機能付き鋼杭の液状化抑止効果に関する現場実験，第27回土質工学研究発表会講演概要集，pp1169－1170，1992

9) 建設省土木研究所：液状化対策工法の開発に関する共同研究報告書、pp.347-366、平成7年12月

10) 建設省土木研究所：液状化対策工法の開発に関する共同研究報告書（その４）、pp.213-227、平成8年12月

11) Hetenyi,M: Beams on Elastic Foundation, Univ. of Michigan Press, 1952.

12) S.Iai: Similitude for Shaking Table Test on Soil-Structure-Fluid Model in 1g Gravitational Field,港湾技術研究所報告第27巻第3号、1988.

13) 吉川，荒野，山田：模型地盤の液状化現象，土と基礎 34-12 (347)，pp.45-51，1986

第４章　盛土・堤防に対する液状化対策工法の開発に関する研究成果

第4章　盛土・堤防に対する液状化対策工法の開発に関する研究成果

4.1　今年度の研究の概要

本共同研究における第二グループの研究項目および内容を表-4.1.1に、また、研究項目の相互関係と実施手順を図-4.1.1に示す。そのうち、最終年度にあたる今年度に実施した研究項目とその概要を以下に示す。

(1) 盛土・堤防に対する液状化対策工の基本方針に関する研究

液状化対策技術マニュアル（案）の基本方針、目次構成、内容骨子を検討・提案した。特に二段階設計法を考慮した液状化対策の必要性の判定の考え方などについて検討した。

(2) 必要改良範囲の評価に関する研究

特になし。

表-4.1.1　研究項目および内容

研　究　項　目	研　究　内　容
(1) 盛土・堤防に対する液状化対策工の基本方針に関する研究	①各液状化対策工法の盛土・堤防に対する適用性・問題点の整理と課題の抽出 ②盛土・堤防を対象とした液状化対策技術マニュアルの目次項目および内容骨子の検討・提案 ③盛土・堤防に対する液状化対策の基本方針の検討・提案　（設計地震動、安定性の水準等）
(2) 必要改良範囲の評価に関する研究	①改良地盤の物性値の評価 ②動的解析等による改良範囲と改良効果の検討 ③改良範囲の合理的な設定法の提案
(3) 対策工設計のための地盤および構造物の動的挙動の予測に関する研究	①間隙水圧・地盤変形等を算出するための動的解析法の検討・提案 ②被害の分類・パターン化と被害形態の数値解析的評価 ③対策工を含めた地盤および構造物の動的挙動に関する解析 ④時刻歴を考慮した設計荷重の組合わせの検討
(4) 盛土体の耐震補強としてのｼﾞｵﾃｷｽﾀｲﾙの適用性に関する研究	①補強効果に関する数値解析による検討 ②合理的な設計法の検討
(5) 簡易設計法の開発に関する研究	①盛土・堤防を対象とした各液状化対策工法の簡易設計法の検討・提案
(6) 液状化対策工法の適用性に関する研究	①盛土・堤防を対象に、各液状化対策工法を用いた試設計による実施可能性の検討および適用性の比較検討 ②現地状況、新設、既設別の工法選定のための評価マトリックスの提案
(7) 液状化対策技術マニュアルの作成	①盛土・堤防を対象とした液状化対策技術マニュアル（案）の検討・提案

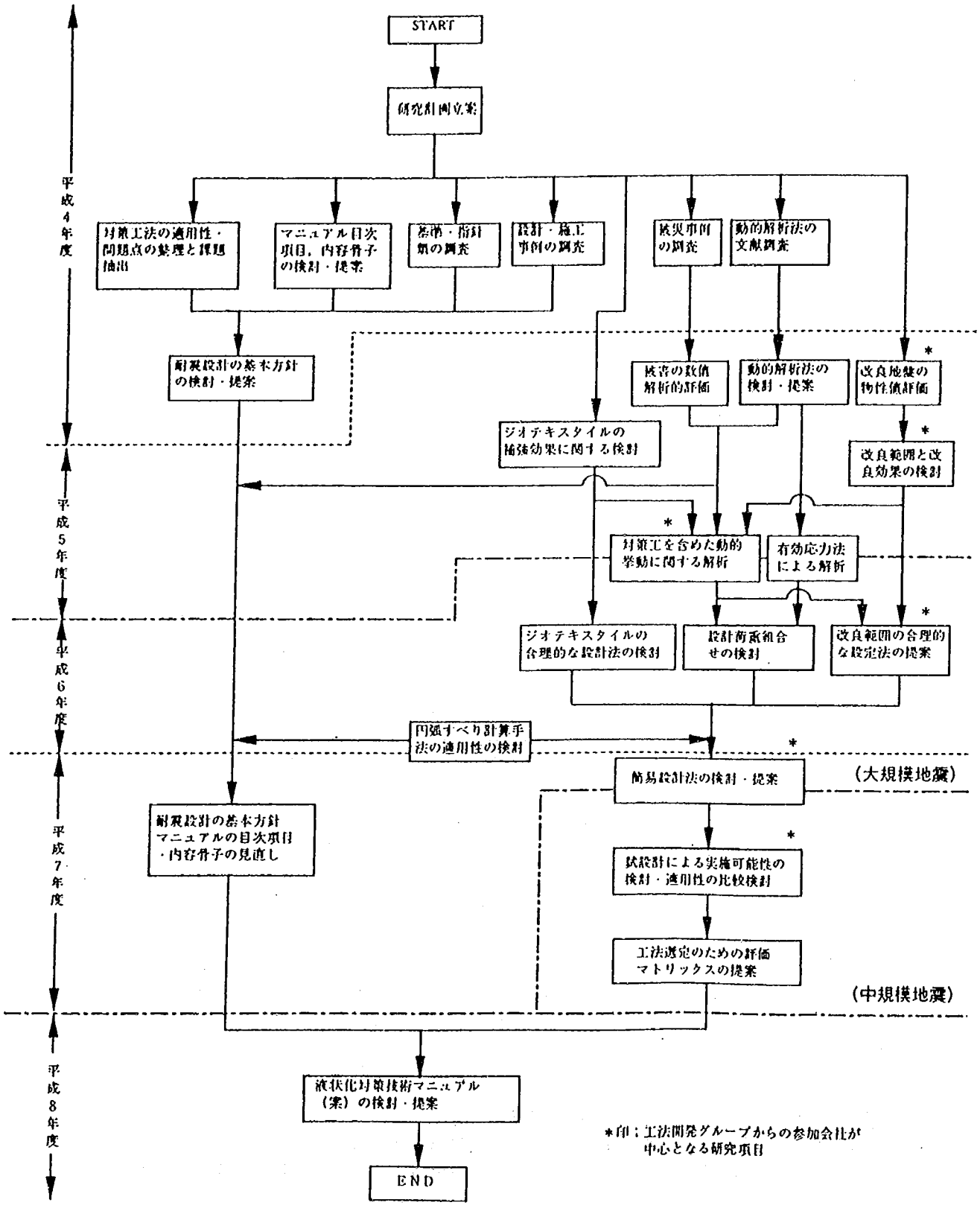


図-4.1.1　研究項目および実施手順

(3) 対策工設計のための地盤および構造物の動的挙動の予測に関する研究

① 間隙水圧・地盤変形等を算出するための動的解析法の検討・提案

有効応力液状化解析手法の適用性を被災堤防事例の解析シミュレーションを通じて検討した。

(4) 盛土体の耐震補強としてのジオテキスタイルの適用性に関する研究

② 合理的な設計法の検討

ジオテキスタイルによる簡易設計法を提案し、既往の振動台実験結果をもとに検証を行った。

(5) 簡易設計法の開発に関する研究

① 盛土・堤防を対象とした各液状化対策工法の簡易設計法の検討・提案

各対策工法について、中規模地震動（L－1）および大規模地震動（L－2）を対象とした簡易設計法を提案し、残された課題を整理した。また、地盤系対策工法の簡易設計法のベースである動的強度・残留強度を用いた全応力法による円弧すべり計算手法について、大規模地震動（L－2）を対象とした試設計を通じて適用性を検討した。

(6) 液状化対策工法の適用性に関する研究

① 各液状化対策工法を用いた試設計による実施可能性の検討および適用性の比較検討

河川堤防を対象とした試設計モデルに対し、中規模地震動（L－1）を対象として、提案した簡易設計法による試設計を実施した。試設計を通じて、設計法の実施の可能性及び適用性を検討した。

② 現地状況、新設、既存別の工法選定のための評価マトリックスの提案

盛土構造物に適用可能な対策工法の選定にあたっての留意事項を検討した。さらに、工法選定の手順、既設道路盛土及び既設河川堤防に対する1次選定について検討した。

(7) 液状化対策技術マニュアルの作成

① 盛土・堤防を対象とした液状化対策技術マニュアル（案）の検討・提案

既設の盛土構造物を対象とし、二段階設計法による液状化対策技術マニュアルを作成した。

（ハザマ）

4.2 大規模地震時の設計法の検討

「液状化対策技術マニュアル」では盛土構造物の安定性の検討手法として、震度法による円弧すべり法を用いることを原則としている。震度法による円弧すべり法は、以下のように中規模地震動（L－1）および大規模地震動（L－2）に対して、それぞれ異なる手法を用いる。

中規模地震動（L－1）：過剰間隙水圧を考慮した有効応力法。震度は考慮しない。（Δu法）

大規模地震動（L－2）：地震中：動的強度を用いた全応力法。震度を考慮する。

〃　　：地震後：残留強度を用いた全応力法。震度は考慮しない。

ここでは、特に大規模地震動（L－2）を対象とした2つの手法の適用性を検討するために、共通の盛土構造物モデルを設定し、試設計を行う。この際，動的強度の簡易設定方法を既往の室内試験結果に基づき検討した。

4.2.1 動的強度の設定方法

動的強度は、所定の回数の繰返しせん断により所定のひずみ量を生じるような繰返しせん断応力の大きさとして定義される。この動的強度は、常時に作用している初期せん断応力の大きさにより変化し、一定ではない。動的強度は、常時は初期せん断応力を考慮した非排水繰返し三軸試験あるいは中空ねじりせん断試験により求めることができる。

ここでは、既往の室内試験結果に基づき、簡易に動的強度を推定する手法の一例を以下に示す。

(1) 初期せん断応力比に対する動的強度増加率の算定

既往の室内試験結果をもとに、動的強度増加率τ_n/τ_0と初期せん断応力比τ_s/σ'_mの関係について整理した結果を図－4.2.1に示す。

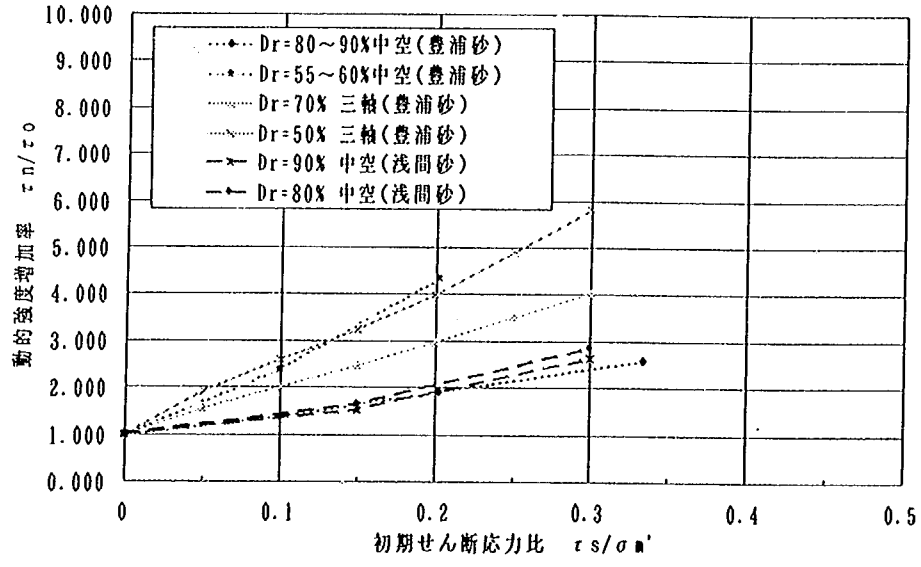


図-4.2.1 動的強度増加率と初期せん断応力の関係

ここに、動的強度増加率τ_d/τ_0は、初期せん断応力比がゼロの場合の動的強度に対する動的強度の比である。図－4.2.1より、動的強度増加率τ_d/τ_0の勾配（無次元）と砂の相対密度との関係について整理した結果を図－4.2.2に示す。

図－4.2.2より、砂の相対密度から動的強度増加率の勾配を算定する。

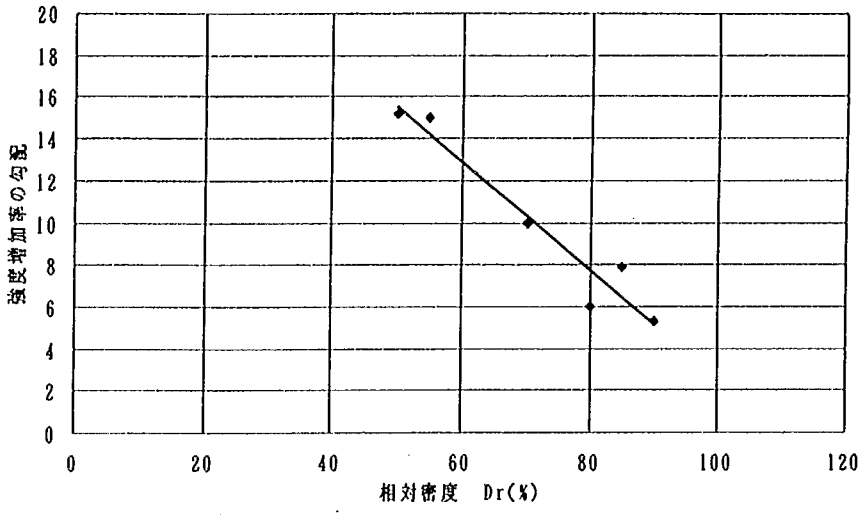


図-4.2.2　動的強度増加率の勾配と砂の相対密度との関係

(2) 動的強度と初期せん断応力比の関係

円弧すべり計算で用いる動的強度比と初期せん断応力比の関係は、次式で得られる。

$$\frac{\tau_n}{\sigma'_m}=R_L\left(A\cdot\frac{\tau_S}{\sigma'_m}+1\right) \quad \cdots\cdots(4.2.1)$$

ここに、τ_n：$\tau_d+\tau_s$（動的せん断応力＋初期せん断応力）

σ'_m：平均有効主応力

A：動的強度増加率の勾配（図－4.2.2より算定）

R_L：動的せん断強度比

τ_s：初期せん断応力

(3) 動的せん断強度比の補正

式－4.2.1で算定した動的せん断強度比は、等方応力状態での動的せん断応力比であるため、原地盤での動的せん断応力比に補正する必要がある。式－4.2.1中の平均有効主応力σ'_mに対して、静止土圧係数K_0を用いて有効土被り圧σ'_vで表示すると、式－4.2.1は、次式のように表される。

$$\frac{\tau_n}{\sigma'_v}=R_L\cdot A\cdot\frac{\tau_S}{\sigma'_v}+\frac{1+2K_0}{3}R_L \quad \cdots\cdots(4.2.2)$$

ここに、σ'_v：有効土被り圧

K_0：静止土圧係数

4.2.2　動的強度を用いた全応力法の適用性の検討

(1) 検討モデル

計算モデルを図－4.2.3に示す。各層の土質条件も合わせて図－4.2.3に示す。なお、N値は道路橋示方書の方法[1]に基づいて動的せん断強度比R_LがR_L=0.2 となるように逆算した値である。その結果を表－4.2.1に示す。

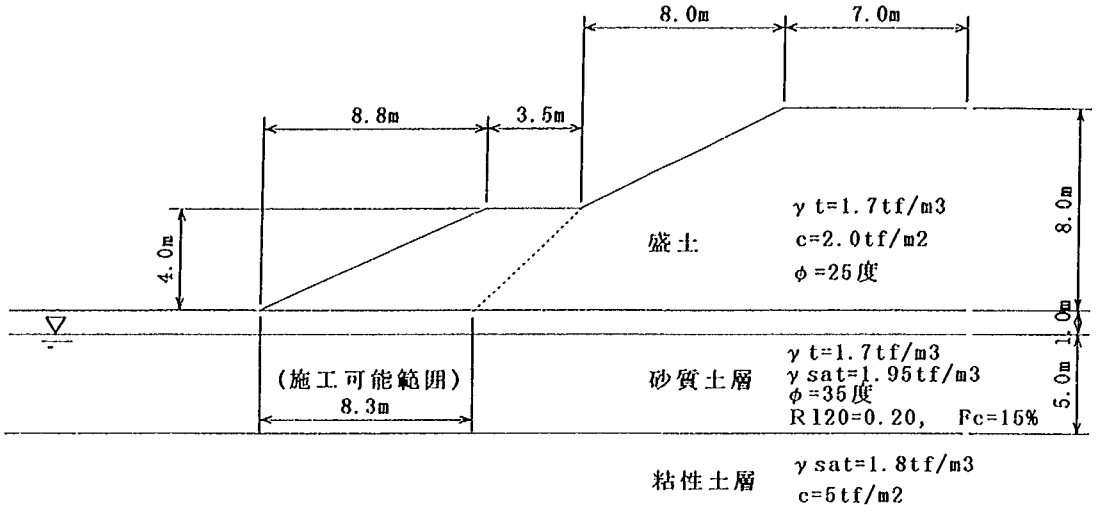


図-4.2.3　計算モデル

表-4.2.1　砂質土層のN値

深度 (m)	σ'_v (kgf/cm²)	N値	Fc (%)	N1	c1	c2	Na	R_L	D_r (%)
1.0	0.170	3.9	15	7.68	1.10	0.28	8.72	0.200	44
2.0	0.265	4.4	15	7.69	1.10	0.28	8.74	0.200	44
3.0	0.360	4.8	15	7.69	1.10	0.28	8.74	0.200	44
4.0	0.455	5.2	15	7.69	1.10	0.28	8.74	0.200	44
5.0	0.550	5.7	15	7.69	1.10	0.28	8.74	0.200	44
6.0	0.645	6.1	15	7.69	1.10	0.28	8.74	0.200	44

(2) 設計震度

設計震度は以下のように設定した。

・中規模地震動（L－1）：0.18（等価震度0.12）

・大規模地震動（L－2）：0.60（等価震度0.20）地震動のタイプⅡ（直下型地震）

ここで、等価震度は既往の知見[2]からL－1では液状化判定用震度の2/3、L－2では同じく1/3とした。

(3) 全応力法による計算方法

前年度[3]と同様な手法で全応力法によるすべり安全率の算定を行う。この手法の要点を以下に述べる。

・すべり安全率の計算には、次式を用いる。

$$F_d = \frac{\Sigma \tau_n \cdot l \cdot R}{\Sigma (W \cdot R \cdot \sin\alpha + k_h \cdot W \cdot y)} \quad \cdots\cdots (4.2.3)$$

ここに、τ_n：動的強度、l：各分割片の円弧長、R：すべり円弧半径、

W：各分割片の重量、α：各分割細片のすべり円弧の接線方向と水平面のなす角、

y：すべり中心からすべりブロック分割片の重心までの垂直距離

τ_nは、4.2.1の手法に基づき算定する。その結果を表−4.2.2に示す。

表-4.2.2　全応力法の計算に用いる動的強度

τ_s/σ'	R_L	K_0	Λ	τ_n/σ'_v
0.00	0.20	0.5	16	0.13
0.05	0.20	0.5	16	0.29
0.10	0.20	0.5	16	0.45
0.15	0.20	0.5	16	0.61
0.20	0.20	0.5	16	0.77
0.25	0.20	0.5	16	0.93
0.30	0.20	0.5	16	1.09

・円弧すべり計算において、盛土内にはテンションクラックが発生するものとする。すなわち、盛土のり面を通るすべりは無視し、盛土内では垂直なすべりを仮定しこの部分での抵抗モーメントは考慮しない（本計算では、地下水位面上でテンションクラックを考慮した）。

・動的強度を用いた円弧すべり計算を行うと、最小安全率を与えるすべり面が非現実的な大きなものとなる場合がある。この問題に対する明確な解決策は見いだされていないが、便宜上、すべり面の範囲を水平方向には盛土のり尻から盛土の高さの２倍程度の範囲内に制限する。

・粘性土層の動的強度は、静的強度で代用する。

(4) 検討結果

全応力法で算定した各ケースの最小すべり安全率を表−4.2.3に示す。

表-4.2.3　全応力法のすべり安全率

地震規模	設計震度	安全率
中規模地震（L－1）	0.12	1.30
大規模地震（L－2）	0.20	0.88

以上の結果より、以下のことが分かる。

・全応力法による円弧すべり安定計算では中規模地震における安全率が1.3となり、本検討断面における

盛土は中規模地震時にその安定性を保つという結果が得られた。この理由は、外力となる設計震度は中規模地震で0.12であるのに対し、水平地盤における静止土圧係数K_0を考慮した液状化強度は0.132で、初期せん断を考慮した動的強度はこの値よりも大きくなることに起因すると考えられる。

・大規模地震時における地震中のすべり安全率は0.88となり、盛土の安定性が損なわれるという結果になった。

4.2.3　残留強度を用いた全応力法の適用性の検討

「4.2.2 動的強度を用いた全応力法の適用性の検討」で検討した地盤のモデル、設計震度と同様な条件のもと残留強度を用いた全応力法の試設計を実施する。残留強度は、「3.7.1　締固め地盤の残留強度に関する検討」での試案をもとに算定する。また、比較のために中規模地震動（L－1）の検討で使用する有効応力法による円弧すべり計算の結果も示す。

(1) 液状化の判定と残留強度の設定

検討モデル地盤の中規模地震動（L－1）および大規模地震動（L－2）に対する液状化の判定結果を表－4.2.4 に示す。中規模地震動（L－1）では、盛土直下部では完全液状化に至っていない部分もみられるが、大規模地震動（L－2）では、いずれの地点でも完全液状化に至っている。

また、表－4.2.4 には盛土構造物の安定性の検討で用いる過剰間隙水圧（中規模地震動）および残留強度（大規模地震動）も示している。過剰間隙水圧比は共同溝指針[1]により液状化抵抗率から算定した。

残留強度は「3.7.1 締固め地盤の残留強度に関する検討」で示したように既往の事例の逆算値から推定した残留強度A（拘束圧依存性なし）および石原・吉嶺による残留強度B（拘束圧依存性あり）を示している。ここで、表－4.2.4 中の換算ϕは残留強度Bと等価な強度を与える内部摩擦角を示している。残留強度Aと残留強度Bを比較すると、水平地盤部においてはそれらの最大値はほぼ同程度の値を示しているものの、小段部および盛土天端部においては盛土の上載荷重の影響で残留強度Bの方が大きな値を示している。

(2) 円弧すべり計算方法

中規模地震動（L－1）の検討では、過剰間隙水圧を考慮した有効応力法による円弧すべり法（Δu法）を用いて盛土構造物の安定性を検討する。

Δu法による円弧すべり安全率F_sの算定には、過剰間隙水圧の増分のみを考慮し、地震時慣性力を考慮しない以下の式を適用する。

$$F_S = \frac{\Sigma\{c\,l + (W - u_0 b - \Delta u b)\cos\alpha \tan\phi\}}{\Sigma W \sin\alpha} \quad \cdots\cdots (4.2.4)$$

ここに、c、ϕ：土の粘着力、せん断抵抗角

W：各分割細片の全重量

l：同すべり円弧長

b：同幅

表-4.2.4(a)　液状化判定と過剰間隙水圧（中規模地震動）

設計震度k_h：　0.18　　地震動のタイプc_w：　1

水平地盤部

水平地盤 地表面からの深度（m）	N値	有効土被り圧 σ_v' (tf/m²)	全土被り圧 σ_v (tf/m²)	細粒分含有率Fc (%)	換算N値 N_1	FcによるN値の補正係数 c_1	c_2	補正N値 N_a	繰返し三軸強度比 R_L	動的せん断強度比 R	地震時せん断応力比 L	液状化抵抗率 F_L	過剰間隙水圧比 r_u	過剰間隙水圧 Δu (tf/m²)
1.0	3.9	1.700	1.700	15	7.68	1.10	0.28	8.72	0.200	0.200	0.177	1.127	0.434	0.737
2.0	4.4	2.650	3.650	15	7.69	1.10	0.28	8.74	0.200	0.200	0.240	0.831	1.000	2.650
3.0	4.8	3.600	5.600	15	7.69	1.10	0.28	8.74	0.200	0.200	0.267	0.748	1.000	3.600
4.0	5.2	4.550	7.550	15	7.69	1.10	0.28	8.74	0.200	0.200	0.281	0.712	1.000	4.550
5.0	5.7	5.500	9.500	15	7.69	1.10	0.28	8.74	0.200	0.200	0.288	0.695	1.000	5.500
6.0	6.1	6.450	11.450	15	7.69	1.10	0.28	8.74	0.200	0.200	0.291	0.688	1.000	6.450

平均F_L：　0.800

小段部　盛土単体 (tf/m³)：　1.70　　盛土高さ (m)：　4.0　　盛土荷重 (tf/m²)：　6.8

水平地盤 地表面からの深度（m）	N値	有効土被り圧 σ_v' (tf/m²)	全土被り圧 σ_v (tf/m²)	細粒分含有率Fc (%)	換算N値 N_1	FcによるN値の補正係数 c_1	c_2	補正N値 N_a	繰返し三軸強度比 R_L	動的せん断強度比 R	地震時せん断応力比 L	液状化抵抗率 F_L	過剰間隙水圧比 r_u	過剰間隙水圧 Δu (tf/m²)
1.0	7.0	8.500	8.500	15	7.67	1.10	0.28	8.72	0.200	0.200	0.167	1.199	0.280	2.380
2.0	7.4	9.450	10.450	15	7.68	1.10	0.28	8.73	0.200	0.200	0.181	1.103	0.502	4.745
3.0	7.9	10.400	12.400	15	7.69	1.10	0.28	8.73	0.200	0.200	0.192	1.041	0.756	7.863
4.0	8.3	11.350	14.350	15	7.69	1.10	0.28	8.74	0.200	0.200	0.200	0.998	1.000	11.350
5.0	8.7	12.300	16.300	15	7.69	1.10	0.28	8.74	0.200	0.200	0.206	0.969	1.000	12.300
6.0	9.2	13.250	18.250	15	7.72	1.10	0.28	8.77	0.200	0.200	0.211	0.951	1.000	13.250

平均F_L：　1.044

盛土天端部　盛土単体 (tf/m³)：　1.70　　盛土高さ (m)：　8.0　　盛土荷重 (tf/m²)：　13.6

水平地盤 地表面からの深度（m）	N値	有効土被り圧 σ_v' (tf/m²)	全土被り圧 σ_v (tf/m²)	細粒分含有率Fc (%)	換算N値 N_1	FcによるN値の補正係数 c_1	c_2	補正N値 N_a	繰返し三軸強度比 R_L	動的せん断強度比 R	地震時せん断応力比 L	液状化抵抗率 F_L	過剰間隙水圧比 r_u	過剰間隙水圧 Δu (tf/m²)
1.0	10.0	15.300	15.300	15	7.66	1.10	0.28	8.70	0.200	0.200	0.156	1.282	0.176	2.693
2.0	10.5	16.250	17.250	15	7.67	1.10	0.28	8.72	0.200	0.200	0.162	1.230	0.235	3.824
3.0	10.9	17.200	19.200	15	7.68	1.10	0.28	8.72	0.200	0.200	0.168	1.191	0.294	5.064
4.0	11.4	18.150	21.150	15	7.68	1.10	0.28	8.73	0.200	0.200	0.172	1.162	0.349	6.343
5.0	11.8	19.100	23.100	15	7.69	1.10	0.28	8.73	0.200	0.200	0.175	1.141	0.398	7.597
6.0	12.2	20.050	25.050	15	7.69	1.10	0.28	8.74	0.200	0.200	0.178	1.125	0.437	8.767

平均F_L：　1.188

表-4.2.4(b)　液状化判定と残留強度（大規模地震動）

設計震度k_h：　0.6　　地震動のタイプ：　2

水平地盤部

水平地盤 地表面からの深度（m）	N値	有効土被り圧 σ_v' (tf/m²)	全土被り圧 σ_v (tf/m²)	細粒分含有率Fc (%)	換算N値 N_1	FcによるN値の補正係数 c_1	c_2	補正N値 N_a	繰返し三軸強度比 R_L	動的せん断強度比 R	地震時せん断応力比 L	液状化抵抗率 F_L	残留強度A Su-A (tf/m2)	流動ポテンシャル ul	残留強度B Su-B (tf/m2)	換算φ (degree)
1.0	3.9	1.700	1.700	15	7.68	1.10	0.28	8.72	0.200	0.266	0.591	0.449	0.81	62.5	0.213	7.15
2.0	4.4	2.650	3.650	15	7.69	1.10	0.28	8.74	0.200	0.266	0.802	0.332	0.82	62.3	0.334	7.19
3.0	4.8	3.600	5.600	15	7.69	1.10	0.28	8.74	0.200	0.266	0.891	0.298	0.82	62.3	0.454	7.19
4.0	5.2	4.550	7.550	15	7.69	1.10	0.28	8.74	0.200	0.266	0.936	0.284	0.82	62.3	0.574	7.19
5.0	5.7	5.500	9.500	15	7.69	1.10	0.28	8.74	0.200	0.266	0.959	0.277	0.82	62.3	0.694	7.20
6.0	6.1	6.450	11.450	15	7.69	1.10	0.28	8.74	0.200	0.266	0.969	0.274	0.82	62.3	0.814	7.20

平均F_L：　0.319

小段部　盛土単体 (tf/m³)：　1.70　　盛土高さ (m)：　4.0　　盛土荷重 (tf/m²)：　6.8

水平地盤 地表面からの深度（m）	N値	有効土被り圧 σ_v' (tf/m²)	全土被り圧 σ_v (tf/m²)	細粒分含有率Fc (%)	換算N値 N_1	FcによるN値の補正係数 c_1	c_2	補正N値 N_a	繰返し三軸強度比 R_L	動的せん断強度比 R	地震時せん断応力比 L	液状化抵抗率 F_L	残留強度 Su-A (tf/m2)	流動ポテンシャル ul	残留強度 Su-B (tf/m2)	換算φ (degree)
1.0	7.0	8.500	8.500	15	7.67	1.10	0.28	8.72	0.200	0.265	0.555	0.478	0.81	62.6	1.065	7.14
2.0	7.4	9.450	10.450	15	7.68	1.10	0.28	8.73	0.200	0.266	0.604	0.440	0.82	62.4	1.189	7.17
3.0	7.9	10.400	12.400	15	7.69	1.10	0.28	8.73	0.200	0.266	0.640	0.415	0.82	62.4	1.310	7.18
4.0	8.3	11.350	14.350	15	7.69	1.10	0.28	8.74	0.200	0.266	0.668	0.398	0.82	62.4	1.431	7.19
5.0	8.7	12.300	16.300	15	7.69	1.10	0.28	8.74	0.200	0.266	0.688	0.387	0.82	62.3	1.552	7.19
6.0	9.2	13.250	18.250	15	7.72	1.10	0.28	8.77	0.200	0.267	0.702	0.380	0.82	61.9	1.692	7.28

平均F_L：　0.416

盛土天端部　盛土単体 (tf/m³)：　1.70　　盛土高さ (m)：　8.0　　盛土荷重 (tf/m²)：　13.6

水平地盤 地表面からの深度（m）	N値	有効土被り圧 σ_v' (tf/m²)	全土被り圧 σ_v (tf/m²)	細粒分含有率Fc (%)	換算N値 N_1	FcによるN値の補正係数 c_1	c_2	補正N値 N_a	繰返し三軸強度比 R_L	動的せん断強度比 R	地震時せん断応力比 L	液状化抵抗率 F_L	残留強度 Su-A (tf/m2)	流動ポテンシャル ul	残留強度 Su-B (tf/m2)	換算φ (degree)
1.0	10.0	15.300	15.300	15	7.66	1.10	0.28	8.70	0.200	0.265	0.519	0.511	0.81	62.8	1.908	7.11
2.0	10.5	16.250	17.250	15	7.67	1.10	0.28	8.72	0.200	0.265	0.541	0.490	0.81	62.6	2.035	7.14
3.0	10.9	17.200	19.200	15	7.68	1.10	0.28	8.72	0.200	0.265	0.559	0.475	0.82	62.5	2.160	7.16
4.0	11.4	18.150	21.150	15	7.68	1.10	0.28	8.73	0.200	0.266	0.573	0.464	0.82	62.4	2.284	7.17
5.0	11.8	19.100	23.100	15	7.69	1.10	0.28	8.73	0.200	0.266	0.584	0.455	0.82	62.4	2.407	7.18
6.0	12.2	20.050	25.050	15	7.69	1.10	0.28	8.74	0.200	0.266	0.592	0.449	0.82	62.3	2.529	7.19

平均F_L：　0.474

u_0　：常時地下水によって生じる間隙水圧

Δu　：地震動によって生じる過剰間隙水圧

α　：各分割細片のすべり円弧の接線方向と水平面のなす角

その他、計算条件として以下の点を考慮する。

・円弧すべり計算は、堤体天端を通る円弧に限定し、堤体内ではテンションクラックを考慮する。すなわち、堤体法面を通るすべりは無視し、堤体内および地下水位以浅では垂直なすべり面を仮定しこの部分での抵抗モーメントは考慮しない（本計算では、地下水位面上でテンションクラックを考慮した。）。
・過剰間隙水圧分布は、表－4.2.4 に示す水平地盤部、小段部および堤体天端直下部の各算定位置における過剰間隙水圧を、それぞれの範囲において水平方向一定値、かつ法面の範囲ではそれらの値を一次補間する単純化した方法によって算定する。
・砂質土層および粘性土層の静的強度定数ｃ、ϕは、図－4.2.3 に示した値を用いる。

残留強度を用いた全応力法による地震後のすべり安全率F_{s_r}の算定には、残留強度を用い、地震時慣性力を考慮しない以下の式を適用する。

$$F_{SR}=\frac{\Sigma\tau_r\cdot l}{\Sigma W\cdot\sin\alpha} \qquad (4.2.5)$$

ここに、τ_r：残留強度
l：各分割片の円弧長
W：各分割片の重量
α：各分割細片のすべり円弧の接線方向と水平面のなす角

なお、残留強度Ａを用いる場合は式－4.2.5 を用いるが、残留強度Ｂを用いる場合は、残留強度が有効拘束圧に比例するため有効応力法を用いることになる。この場合、式－4.2.4 において、ｃ=0、ϕを表－4.2.4 中の換算ϕとしてすべり安全率を算定する。

その他、計算条件として以下の点を考慮する。
・円弧すべり計算は、堤体天端を通る円弧に限定し、堤体内および地下水位以浅ではテンションクラックを考慮する。すなわち、堤体法面を通るすべりは無視し、堤体内および地下水位以浅では垂直なすべり面を仮定しこの部分での抵抗モーメントは考慮しない。
・粘性土層の静的強度定数ｃは、図－4.2.3 に示した値を用いる。

(3) 検討結果とまとめ

中規模地震動（Δｕ法）に対し、最小すべり安全率を算定した結果を図－4.2.4 に示す。また、大規模地震動（残留強度Ａ、Ｂ）に対し、最小すべり安全率を算定した結果を図－4.2.5 に示す。各ケースの最小すべり安全率を表－4.2.5 に示す。

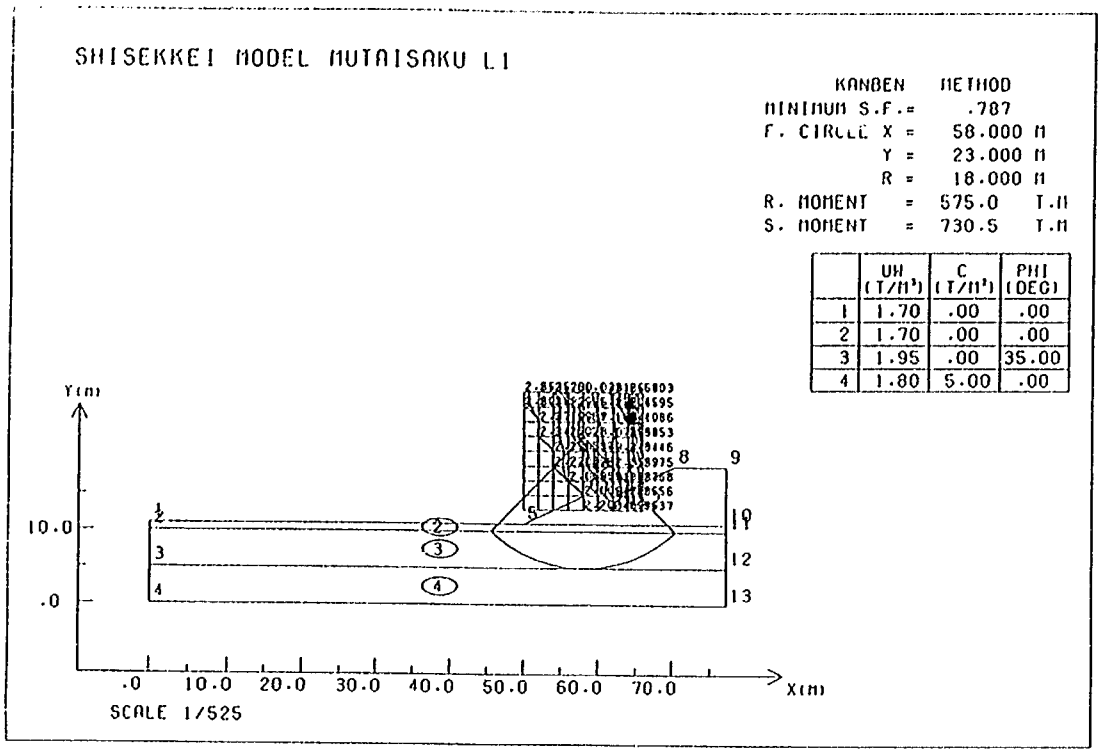


図-4.2.4　中規模地震動（Δu法）に対する最小すべり安全率

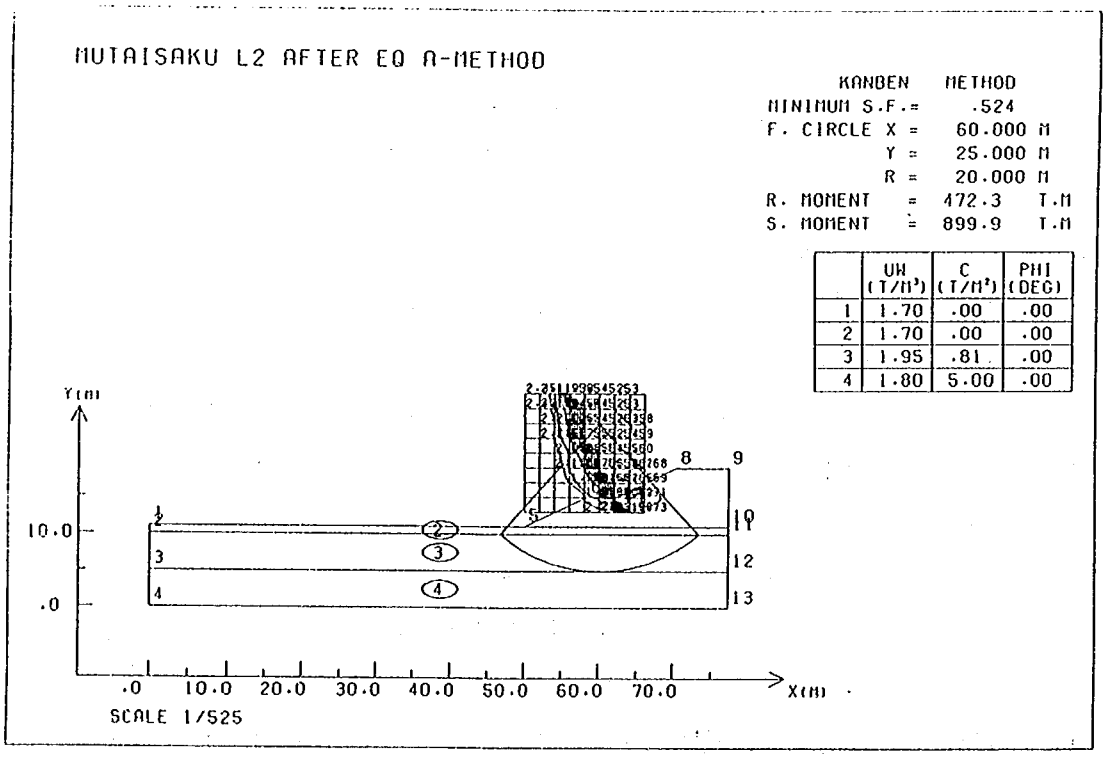


図-4.2.5(a)　大規模地震動（残留強度A）に対する最小すべり安全率

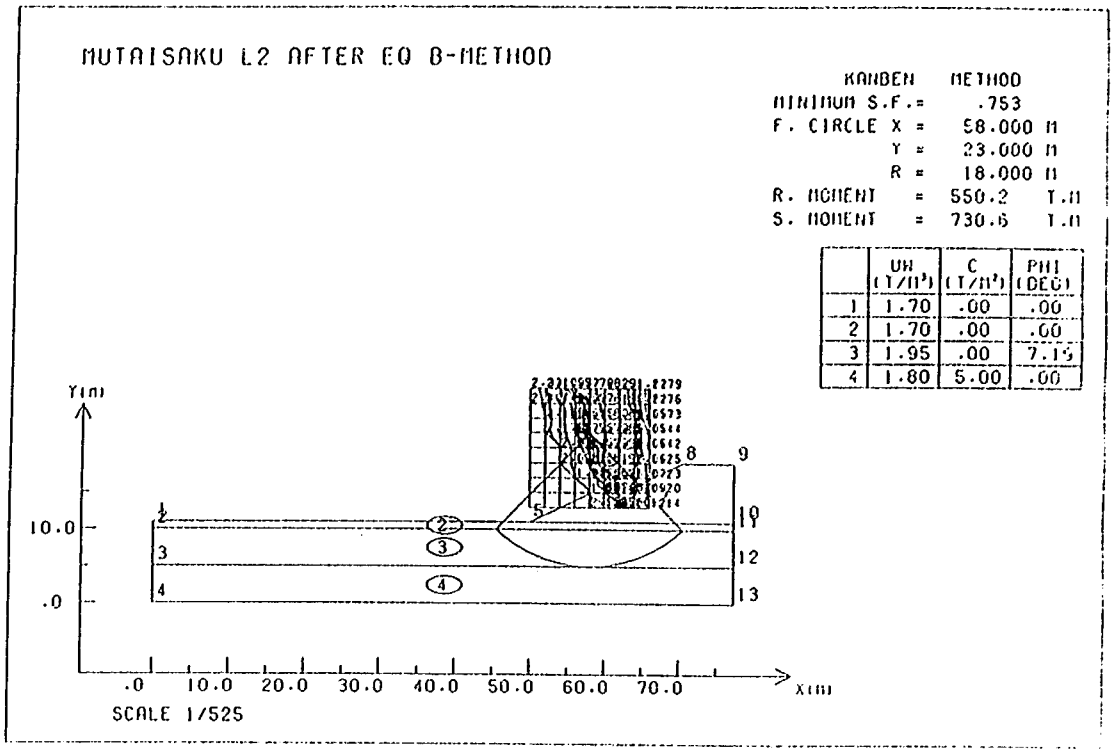


図-4.2.5(b)　大規模地震動（残留強度B）に対する最小すべり安全率

表-4.2.5　各ケースの最小すべり安全率

地震規模	手法	安全率
中規模地震（L－1）	Δu法	0.79
大規模地震（L－2）	残留強度A	0.52
大規模地震（L－2）	残留強度B	0.75

以上の結果より、以下のことが分かる。

・Δu法による中規模地震を対象とした円弧すべり安定計算では安全率が1.0を下回っており、盛土構造物は不安定と判定されている。しかしながら、前節の動的強度を用いた安定計算の結果ではすべり安全率1.3となっており、逆に安定と判定されている。昨年度の遠心模型実験を対象としたΔu法および動的強度を用いた全応力法の比較検討結果[5]では、動的強度を用いた全応力法のすべり安全率が1.0を下回った場合に盛土構造物に有意な変形が発生しており、この時のΔu法によるすべり安全率は1.0を大きく下回っていた。一般にΔu法はすべり安全率を過小に評価する[6]ことが分かっており、今回の検討でもこの傾向があらわれていると考えられ、中規模地震では検討モデルでの盛土構造物は安定とみなすこともできる。

・大規模地震を対象とした検討では、残留強度A、Bのいずれを用いた場合にもすべり安全率は1.0を下回っており、地震中（すべり安全率0.88）と同様に地震後でも盛土構造物は不安定となる結果となった。

・残留強度の算定方法の違いにより、拘束圧に依存しない残留強度Aを用いた方が、残留強度比として算定した残留強度Bよりも小さなすべり安全率を与える結果となった。これは、(1)でも述べたように盛土荷重の影響により、盛土直下部では残留強度Bの方が大きいためと考えられる。

（ハザマ、復建調査設計）

参考文献

1) (社) 日本道路協会：道路橋示方書Ｖ耐震設計編、1977

2) 建設省土木研究所ほか：液状化対策工法の開発に関する共同研究報告書（その４）、1997

3) 建設省土木研究所ほか：液状化対策工法の開発に関する共同研究報告書（その４）、1997

4) (社) 日本道路協会：共同溝設計指針、1986

5) 鳥津多賀夫、松尾修：円弧すべり法による地震被災堤防の安定計算、第 31 回地盤工学研究発表会、pp. 1143-1144、1996

6) 建設省土木研究所ほか：液状化対策工法の開発に関する共同研究報告書（その４）、1997

4.3 簡易設計法の適用性の検討

液状化対策技術マニュアル（案）では、中規模地震動（L－1）および大規模地震動（L－2）を対象とした盛土構造物の液状化対策工の簡易設計法を提案した。しかしながら、地震時の液状化対策工を含めた盛土構造物の挙動については、十分に解明されていない点が残されており、提案した簡易設計法はあくまでも現状の知見に基づくものである。ここでは、対策工の必要性の判定に用いる盛土の安定性評価手法および各工法の簡易設計法の残された課題について整理する。

4.3.1 盛土の安定性評価手法の課題

中規模地震動（L－1）および大規模地震動（L－2）に対する対策工の必要性の判定は表-4.3.1に示す安定性評価手法で行うこととした。以下では、中規模地震動（L－1）および大規模地震動（L－2）での安定性評価手法について、マニュアル作成上の割り切り点や残された課題について記述する。

表-4.3.1 各検討レベルでの安定性評価手法

対象地震	検討時点	手法	外力	強度
中規模	地震中、地震後	有効応力法	重力	過剰間隙水圧を考慮した静的強度
大規模	地震中	全応力法	重力、震度	初期せん断応力を考慮した動的強度
	地震後	全応力法	重力	液状化後の残留強度

(1) 中規模地震動（L－1）における安定性評価手法

・有効応力法は、その力学的意味が曖昧であることや設計上安全側の評価を与えることなどが指摘されているが、その手法が比較的簡便であること、被災の有無の判定には適用の可能性があることから中規模地震動（L－1）における安定性評価手法として採用した。

・盛土構造物直下の基礎地盤の動的挙動は複雑であり、簡易に正確な過剰間隙水圧を予測することは困難である。そこで、有効応力法で用いる過剰間隙水圧は盛土荷重を考慮して算出した液状化抵抗率より推定することを基本とした。

・安定性の評価において、すべり円弧は盛土の天端を通るすべり円弧に限定し、法先の小さい円弧すべりは検討から除外した。これは盛土構造物全体の安定性を重視したためである。また、盛土には鉛直方向のテンションクラックを考慮し、この部分の強度は無視することとした。これは盛土の被災形態から、基礎地盤の安定が損なわれる場合には盛土の強度は期待できないと考えられることによる。

・円弧すべり計算を行う際、算出した液状化抵抗率あるいは過剰間隙水圧比の深度方向および水平方向(盛土直下部から水平地盤部）への補完方法によっては、すべり安全率が大きく異なる可能性がある。深度方向への補完手法については特にマニュアルに記述せず、設計者の判断に委ねることとしており、実際の設計では地層の状況や液状化抵抗率のバラツキなどに留意して過剰間隙水圧の深度分布を設定する必要がある。

(2) 大規模地震動（L－2）における安定性評価手法

・大規模地震時には簡易法で算定した過剰間隙水圧比が基礎地盤全域において 100％となることが予想され、有効応力法により安定性の評価を行うことが不可能となる。大規模地震時の設計においては変形による照査を行うことが基本方針となっている点からすると、変形量を直接評価できる手法で盛土構造物の安定性を評価することが理想的であると思われる。しかしながら、精度良く簡易に変形量を予測できる手法は現時点では存在せず、今後のさらなる研究が望まれる。

・地震中、地震後で異なる強度を用いた安定性評価手法を提案しているが、いずれの手法でも動的強度および残留強度の設定法に課題があり、この安定性評価手法の検証は十分ではない。様々な土質に対する動的強度および残留強度の推定方法や両安定性評価手法から得られるすべり安全率の評価方法など、今後検討する課題は数多く残されている。

・地震中の検討で用いる動的強度を用いた全応力法では、得られるすべり安全率と盛土の沈下量との間に関係があり、すべり安全率から盛土の沈下量を予測することができる可能性があるが、一般的な関係を導き出すには至っていない。今後、被災事例の逆解析などを通じてさらに検討が必要である。

（ハザマ）

4.3.2　各対策工法の簡易設計法の課題

(1) 地盤系設計法を用いる工法

地盤系設計法を用いる工法（締固め工法、特殊石灰パイル工法、コンパクショングラウチング工法、ドレーン工法）の簡易設計法の課題のうち盛土構造物に関係する事項について以下にまとめる。なお、各工法の簡易設計法全般に関する課題は、総括編にまとめられているので参照されたい。

1)　全般について

・地盤系設計法を用いる工法では、盛土構造物の安定性の評価手法として対策工の必要性の判定で用いる手法と同様の手法を用いるため、「4.3.1　盛土の安定性評価手法の課題」で述べた各すべり計算手法の課題は、地盤系設計法を用いる各工法においても同様である。

・地盤系設計法では改良体（改良地盤）自体は地盤の一部として挙動すると仮定し、対策により地盤および構造物の動的挙動が大きく変わることはないと考えている。この点については、対策工を含めた地盤および構造物の動的挙動の数値解析的、実験的な検討などを通じて検証する必要がある。

2)　改良範囲について

・地盤系設計法を用いる工法での改良範囲の設定は、円弧すべり計算で得られるすべり安全率が所定のすべり安全率を満足するように行うこととした。しかしながら、実際の改良効果をすべり安全率のみで表現することは十分でないことも考えられ、同一のすべり安全率を与える改良範囲でも地震時の変形量は異なる可能性もあると思われる。今後、数値解析や模型実験により簡易法で設定した改良範囲の合理性を検討する必要があると思われる。

・締固め系工法（締固め工法、特殊石灰パイル工法、コンパクショングラウチング工法）では、未改良域からの過剰間隙水圧の伝播により、改良域の設計上の強度が期待できない場合がある。改良部におけるこの領域を損傷域と呼んでいる。中規模地震時においては、過去の強震事例や浸透流解析の結果から、改良域の目標液状化抵抗率を1.1以上とすることで損傷域は考慮しないものとした。しかしながら、損傷の程度は改良仕様や地層構成によって異なることが考えられ、また大規模地震時には損傷領域が大きくなることが予想される。この損傷域の範囲については今後さらに検討する必要がある。

3)　改良仕様について

・大規模地震時の検討において、締固め系工法では改良地盤の動的強度および残留強度を設定する必要がある。しかしながら、簡易設計法で提案しているこれらの強度の予測手法では、密な砂地盤に対するデータが乏しい。今後、密な砂地盤（理想的には締固め地盤）に対して、動的強度および残留強度の予測精度を高める必要がある。

（ハザマ）

(2) 深層混合処理工法

盛土構造物と関連する事柄で、設計法のとりまとめにあたり割り切りをした点、方法がこれしかなくやむなく設計法に取り入れた点、完全ではない点などを、以下に概説する。その他の深層混合処理工法の設計法の課題については、3.5.3に示しているので参照されたい。

1) 上載荷重について

盛土荷重は、盛土総重量を盛土敷幅で除した等分布荷重として与えている。これは、これまでの振動台での模型実験結果と簡易設計法の関連を、この方法で整合しているためである。模型実験のようにスケールの小さい場合においては、実際に働く荷重とこの方法により算定した荷重とは大差ない。しかしながら、スーパー堤防のように、非常に敷幅が大きく、法勾配が小さい場合は、この方法によると法尻付近の荷重を過大に設定し、改良仕様も過大に設定するおそれがある。

現状の盛土荷重の設定の考え方は、設計上安全側となる初めに示した方法を簡易設計法に取り入れているが、液状化時に改良地盤に作用する盛土荷重の適切な設定方法の検討が課題として残されている。

2) 盛土構造物に働く慣性力について

① 盛土内の応答について

基盤から伝達された振動は、地表面から盛土構造物に伝達される。このときに、盛土内部で振動が増幅される可能性がある。しかし、河川堤防程度であれば、一様として扱ってよさそうであるとする報告がある[1]。このような事実を考慮し、提案している設計法では、上部構造物の設計指針に従うことを前提とし、盛土構造物は剛体のように挙動するとして、地表面での設計加速度にもとづいて設計する。

しかし、盛土が高くなると、盛土内での応答倍率が天端に近づくにつれ大きくなると考えられる。このような特殊な条件を考慮すべき限界を設計法ではある程度示す必要があるが、各検討ケースにより異なるので、この点の限界は示していない。

② 直下改良の場合の盛土構造物の慣性力

深層混合処理工法による改良地盤そのものの挙動は、無対策の地盤の挙動と異なり、改良地盤は地表面での加速度より小さい加速度で運動すると考えられている[2),3)]。このため、深層混合処理工法の設計法では、実測結果を分析し、改良地盤下端から入力される地震力で挙動するものと考え、改良地盤に働く慣性力を低減している。

液状化する無対策地盤と深層混合処理工法やサンドコンパクションパイル工法による改良地盤上の盛土構造物の挙動についてみると、盛土構造物の挙動はそれぞれ異なるものの無対策地盤より地震時の変形が改良地盤では小さいという解析結果や、さらに砂質土地盤ではないが、粘性土地盤でのサンドコンパクションパイルによる改良地盤上の盛土構造物の応答特性も、原地盤とは異なる実測結果がえられているという報告などがある[4),5)]。これらのことから、改良地盤上の構造物の挙動は、改良地盤の挙動に影響されると推察される。このようなことから、改良地盤上の盛土構造物の慣性力も低減できる可能性が推察できる。

しかし、改良地盤上の構造物は無対策の場合に比べると、その変形は小さいが、挙動が複雑で、解

析のためのモデル化も難しい。このため、示した簡易設計法では、安全側を考慮し、無対策地盤の地表面の設計震度で改良地盤上の盛土構造物が挙動するものとして検討することとしている。改良地盤上の盛土構造物の応答特性を考慮した設計法とするためには、改良地盤の特性を十分反映したモデルによる地震応答解析に基づく検討が必要と考えられ、モデル化の検討が残されている。

3) 大規模地震時の盛土の変形について

深層混合処理工法による改良地盤上の大規模地震時の盛土の変形量を求めるための一つの方法として、ニューマークの方法により改良地盤の滑動量を求める方法の検討を実施してきた (3.5.1 参照)。しかし、この方法は盛土構造物の変形量を直接求める方法ではないので、改良地盤の滑動量から盛土構造物の変形量を求める方法の確立が課題として残る。また、3.5.1 で示しているように、この方法では、想定する地震波が同一の最大加速度でも、長周期成分が卓越する地震波の方が滑動量が大きくなる傾向がある。また、改良地盤底面の摩擦係数のわずかな差で、滑動量が変動する。このため、これらの設定方法の検討が必要である。

(不動建設)

参考文献

1) 佐々木康：土構造物の耐震設計・その２、土木技術資料 26-2、pp. 93-100、1984. 2.

2) 稲富隆昌、風間基樹：深層混合処理工法により地中構造物として改良された地盤の耐震特性、基礎工、pp. 10～15、1985. 2.

3) 江刺靖行、沢田義博、岩盾敬広、塩見哲、吉田保夫：深層混合処理工法によって改良された地盤の耐震特性、基礎工、pp. 30～38、1985. 2.

4) 石原克治、角南進：河川堤防の地震時変形解析、第３１回地盤工学研究発表会講演概要集、pp. 1265～1266. 1996. 7.

5) 柳沢栄司、志田智之、菅野高広、高橋準一：砂柱による改良地盤および試験盛土の振動特性について、「構造物の基礎と地盤との動的相互作用に関するシンポジウム」発表論文集、土質工学会、pp. 145～150、1990. 7.

(3) 鋼材を用いた工法

鋼材を用いた工法について、盛土構造物の液状化対策の簡易設計法に関する課題および留意点を以下に概説する。

1) 全般

鋼材を用いた工法の設計では、鋼材の応力および変形照査による内的安定計算、非液状化層への根入れ計算、鋼材を含む円形すべり計算による外的安定計算を行う。

対象となる鋼材には普通鋼材と排水鋼材の2種類がある。

普通鋼材の内的安定計算は、算定される液状化荷重に対して過剰間隙水圧に応じた地盤反力によって抵抗する設計モデルを用いる。ここで、鋼材が柔な壁であることや地震規模や地震継続時間との関連性などが、設計モデルに十分に反映されておらず、荷重が過大となる可能性や地盤反力が過小となる可能性もあり、より合理的な設計への課題が残されている。

排水鋼材についても普通鋼材と同様の課題が残されている。また排水鋼材を用いる場合、排水効果とその効果を考慮した地盤反力の評価に関して現場実大実験の結果を参考としているが、その適用性は十分明確になっておらず、検討の必要がある。

堤外側に排水鋼材を用いる場合には、排水部材が水みちとなることを避けるために堤体側には排水部材を取り付けないことが望ましいが、その場合の設計は、片側に排水部材を取り付けない影響を考慮する必要がある。

2) 各論

① 荷重

漸増成分荷重に関しては、盛土による土載荷重を等分布として荷重算定に用いている。

しかし、これには盛土直下の液状化程度や盛土の法勾配の影響などが考慮されておらず、荷重が過大となる可能性があり、より合理的な荷重とすることが考えられる。

振動成分荷重は拡張した動水圧公式により算定しているが、地盤中の設計用水平震度の低減、地震動の周波数の影響、鋼矢板が柔な壁であることなどを考慮することも考えられる。

② 排水鋼材を用いる場合の排水計算

排水鋼材を用いる場合の排水計算は、ドレーン工法において用いられる、過剰間隙水圧の発生と消散を同時に考慮する方法とは異なり、地盤内に発生する過剰間隙水圧をいったん計算した後に排水効果を計算する便宜的な方法であることに留意する必要がある。

③ 地盤反力

地盤反力モデルは、Chang の式を基本とした弾性地盤反力モデルを用いているが、液状化層厚が大きい場合や、鋼材の変形が過大である場合などでは、弾性地盤反力モデルの適用性には留意する必要がある。

排水鋼材を用いる場合、排水計算によって求められた鋼材近傍の過剰間隙水圧比を求めて地盤反力係数を算定する。ただし、排水鋼材に関する地盤反力の算定においては、現場実大実験で得られた結果をもとにしているが、地震時に周辺地盤が液状化した状態とは境界条件が異なること、振動実験に

よる妥当性の検証が必ずしも十分でないこと等から、これらの適用にあたっては留意する必要がある。

④　適用範囲

鋼材の内的安定の計算で、所定の安定性を満足する場合においても、液状化層厚が大きい場合や、構造物の重要度や周辺環境への影響などを考慮する必要がある場合には、これらを考慮して鋼材断面の変更などを検討する。特に、液状化層厚が大きい場合や変形が過大となる場合などについては、別途検討を行うことが望ましい。検討手法としては、地震応答解析や永久変形解析の他、ポテンシャルエネルギー理論による地盤流動解析、地盤反力を弾塑性モデルとした弾塑性計算などが考えられる。

⑤　大規模地震動

鋼材を用いた工法に関して、大規模地震動に対する挙動は未解明な部分が多いため、簡易設計法に基づいた検討の他、別途、詳細検討として、地震応答解析や永久変形解析の他、ポテンシャルエネルギー理論による地盤流動解析、地盤反力を弾塑性モデルとした弾塑性計算などを行い、総合的に判断する必要がある。

（新日本製鐵）

(4) ジオテキスタイル工法

盛土構造物の液状化対策として、ジオテキスタイル補強材を盛土内に多層に敷設して補強する工法の設計法について検討した。この工法の簡易設計法については、(財)土木研究センタージオテキスタイル普及委員会「ジオテキスタイルを用いた補強土の設計・施工マニュアル」における軟弱地盤上の盛土補強の考え方[1]を発展させたものである。同マニュアルの設計法では基礎地盤の液状化は対象にしていないことから、地震時の安定検討としては水平震度を考慮した有効応力法を適用している。以下に液状化対策の補助的な工法としてのジオテキスタイル工法の簡易設計法を構築する上で割り切りを行った課題について概説する。

1) 補強メカニズムについて

この工法は、基礎地盤が液状化した場合に盛土を補強して沈下による被害を最小限にし、構造物の機能の確保や復旧の簡易化を目標とするものである。基礎地盤の液状化の発生を抑制する積極的な対策工法ではないことから、盛土体の沈下の発生は抑制できない。数値解析の適用によって沈下量を推定することは可能であるが[2),3)]、簡易法では他の地盤系対策工法と同様に沈下の予測はできない。

設計は盛土体のすべり安定を確保することを基本とし、無対策地盤において不足する抵抗力をジオテキスタイルの引張り抵抗力によって対応する。盛土内に多層に敷設されたジオテキスタイルに発生する抵抗力（張力）は、各層で均等であるとしている。しかし、地震応答解析事例[2),11)]からは、補強された盛土は一体化される傾向にあり、ジオテキスタイルに発生する張力は盛土底面側で大きくなり、上部に位置するジオテキスタイルでは小さい値となる。これは補強された盛土が基礎地盤の変形に伴って梁のような挙動をすることに起因しているといえる。実際にもこのような傾向が想定されるが、設計法の確立には至っておらず今後の課題といえる。このような梁的な挙動をするとすれば盛土底面により強度の高いジオテキスタイルを敷設することが妥当になる。

2) テンションクラックの考え方について

無対策地盤における盛土構造物の安定検討においては、盛土体はテンションクラックを考慮している。しかしながら、盛土体を補強することによってテンションクラックを防止できることから対策工の簡易設計法ではすべり安定検討においてテンションクラックを考慮せず盛土のせん断強度が期待できるものとしている。これにより安全率がある程度増加する効果がある。

3) 安定計算法について

この対策工法では基礎地盤の液状化は防止しないことから、有効応力法による場合には基礎地盤の抵抗力はゼロに近い状況となり不足抵抗力がかなり大きくなる。その結果ジオテキスタイルの必要補強材量は多くなる。一方、全応力法の場合には初期せん断を考慮しない場合とこれを考慮する場合とで違いはあるが地盤強度を評価することができることから、必要補強材量は少なくなる。この方法の妥当性については既往の模型振動台実験5）によって検討したが、補強材が伸び剛性の小さい不織布であったことから十分な検証を得られるに至っていない（4.5 ジオテキスタイルを用いた対策工法の検討を参照）。

4) 他工法との組み合わせについて

ジオテキスタイル工法を他の対策工法と組み合わせる工法の可能性を提案しているが、補助工法とし

てのジオテキスタイル工法が他の地盤系対策工法にどの程度機能付加することができるかについては十分な検討が出来ていない。

(復建調査設計)

参考文献

1) (財) 土木研究センター・ジオテキスタイル補強土工法普及委員会：ジオテキスタイルを用いた補強土の設計・施工マニュアル、平成5年1月初版、平成9年3月第6刷

2) Matsuo, O., Shimazu, T., Koseki, J., Fukuda, N., Fujii, T. and Tajiri, N. : Analysis of Behavior and Effect of Geosynthetic Reinforced Embankments at the Occurrence of Liquefaction, Proceedings of The 6th U.S.-Japan Workshop on Earthquake Disaster Prevention for Lifeline Systems, pp.57-68, 1995.

3) 松尾修、古関潤一、島津多賀夫、藤井照久、福田直三、田尻宣夫：液状化発生時のジオテキスタイル補強盛土モデルの沈下低減効果に関する地震応答解析、第9回ジオテキスタイルシンポジウム、pp.38-46、1994

4) 松尾修、藤井照久、福田直三、田尻宣夫、渦岡良介：締固め改良地盤上におけるジオシンセティックス補強盛土の地震時挙動と効果の解析、第10回ジオシンセティックスシンポジウム、pp.83-92、1995.

5) 古賀泰之、伊藤良弘、古関潤一、森下義、鷲田修三、谷口栄一：取付盛土の地震時沈下及びその対策に関する調査報告書、土木研究所資料、第2769、1989

4.4 有効応力解析手法の適用性の検討（その3）

液状化の有効応力解析手法は、地盤を土骨格と間隙水の2相混合体として扱い、地盤の地震応答及び間隙水の浸透を時事刻々と解析する手法である。従って、全応力解析法よりも直接的に鋼材や地盤改良による液状化対策の効果を解析上表現することが可能となる。特に、大規模地震時の設計（L-2レベル）では、盛土の沈下・変形量を設計指標として液状化対策を設計・照査することが考えられるため、有効応力解析手法は一つの設計手法として有効なものになると思われる。

しかしながら、現状の有効応力手法（特に2次元）は、精度の面で十分な検証がなされているとはいい難い。ここでは、昨年度までに実施した動的遠心模型実験のシミュレーションに引き続き、北海道南西沖地震で被災した後志利別川の河川堤防の被災シミュレーションを実施する。解析コードとしては LIQCA[1]（95年版）を使用した。

(1) 被災堤防の概要

北海道南西沖地震（1993年）で被災を受けた後志利別川の震央との位置関係[2]を図-4.4.1に示す。震央からは、100km圏内にあり、付近で観測された最大加速度から推定すると、地表面での最大加速度は200gal以上であったと思われる。本河川の堤防は、堤高が3.0～6.0m、法勾配が1.8～2.0割程度の盛土である。被害形態は、堤体縦断方向のクラック、天端部分の大きな陥没であり、天端の沈下量が1.0mを越えるような地点もあった。

解析対象は、図-4.4.2に示す真栄橋左岸上流地先 KP4.44（検討断面 No.1）および真栄橋左岸上流地先 KP5.00（検討断面 No.2）の2地点である。両地点の被災量を表-4.4.1に示す。この両地点は、約500mしか離れていないが、天端沈下量は No.1 で 2.67m、No.2 でほとんど0というように被災量に大きな隔たりがある。

両地点の地盤状況および堤体の形状を図-4.4.3に示す。No.1では地表面付近から液状化したと推定される砂質土層が8.0m程度堆積している。一方、No.2では地表面付近から粘性土層が4.5m程度堆積し、その下に液状化したと推定される砂質土層が5.0m程度堆積している。このように、両地点では地表面付近の土質条件が異なることに特徴がある。

また、当地点では地震後の地盤の永久変形量の測定が、航空写真測量により行われている[3]。真栄橋上流側の No.1 付近の永久変位測定結果および微地形を図-4.4.4に示す。図に示すように、No.1付近は旧三日月湖に位置し、メートルオーダーでの水平変位が発生していることが分かる。No.1での大きな被災量は、このような微地形に依存した広範囲な地盤の側方流動の影響を受けていることも考えられる。

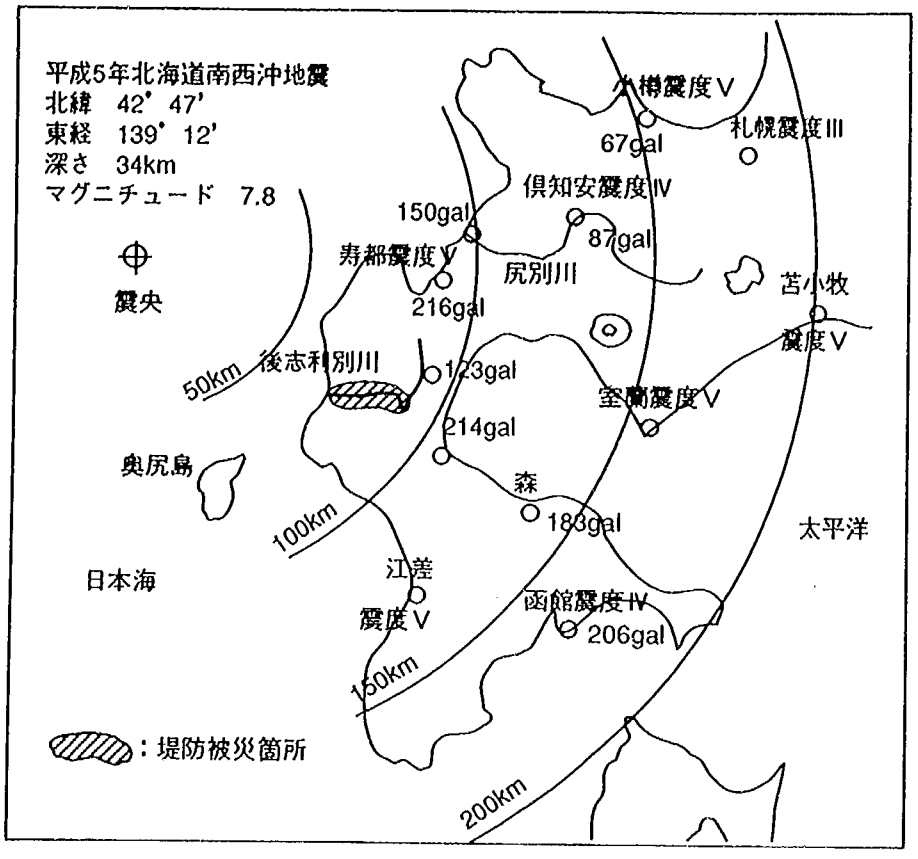


図-4.4.1　震央と河川堤防被災位置関係[2)]

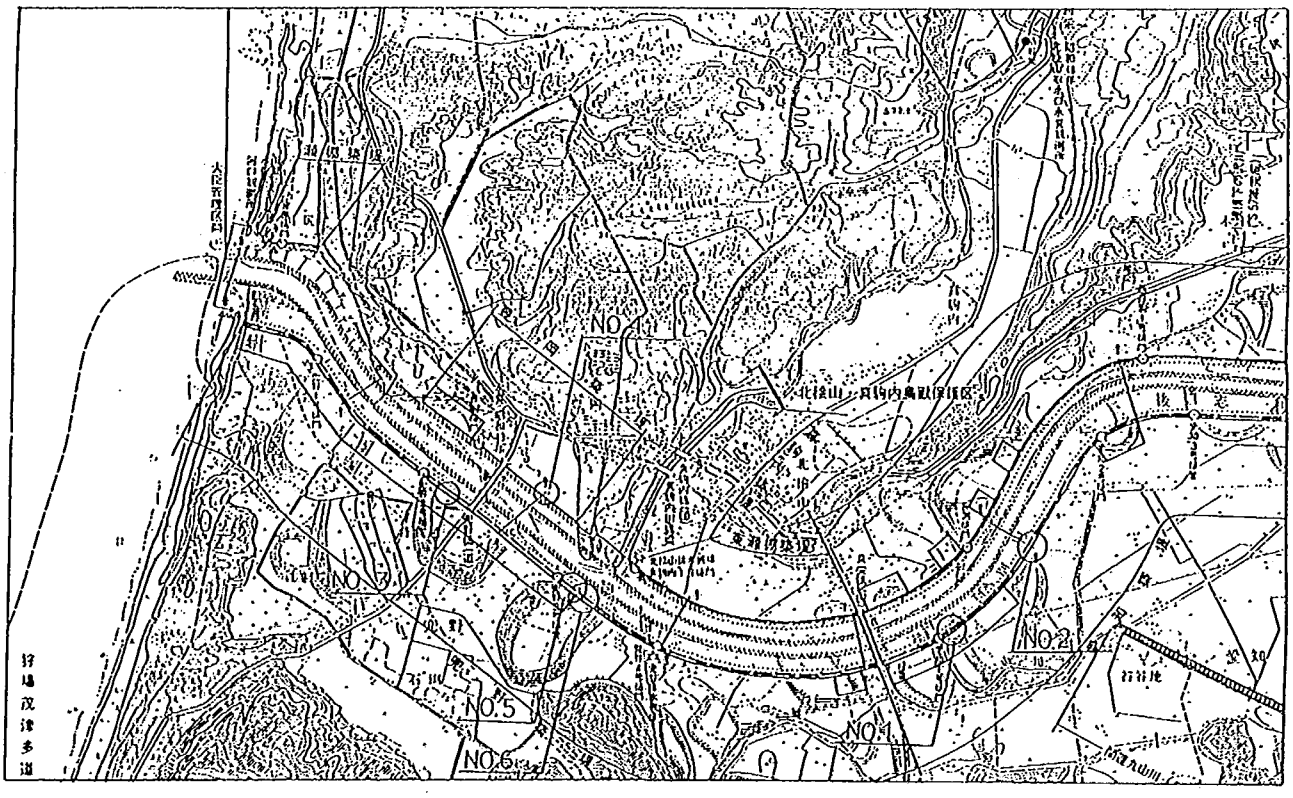


図-4.4.2　解析対象地点

表-4.4.1　解析対象地点

解析断面	天端高さ(m)	被害程度	堤体天端沈下量（cm）
No.1	5.0	被害大	267
No.2	3.1	無	—

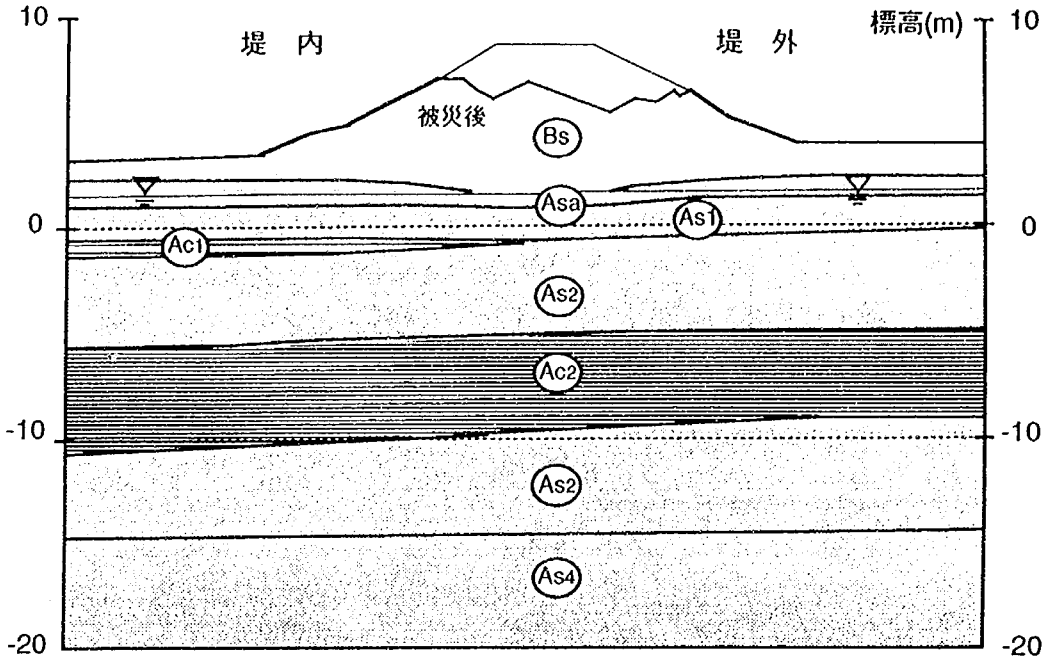


図-4.4.3(a)　土層断面と被災状況（No.1 断面）

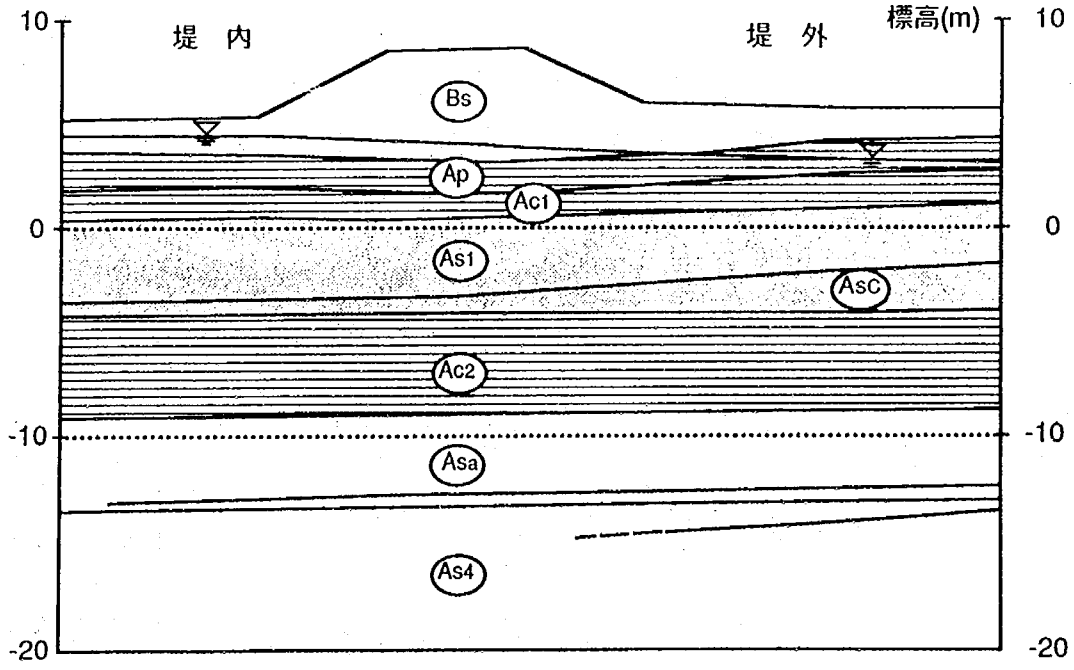
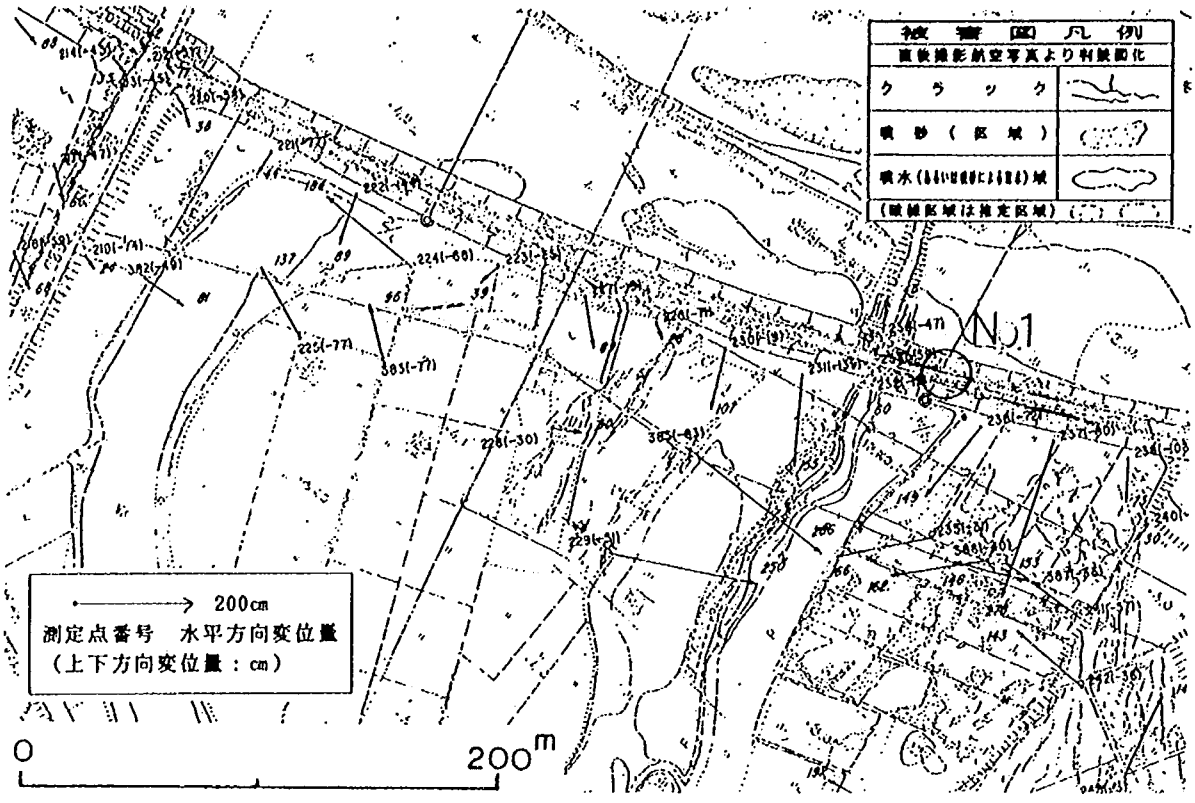
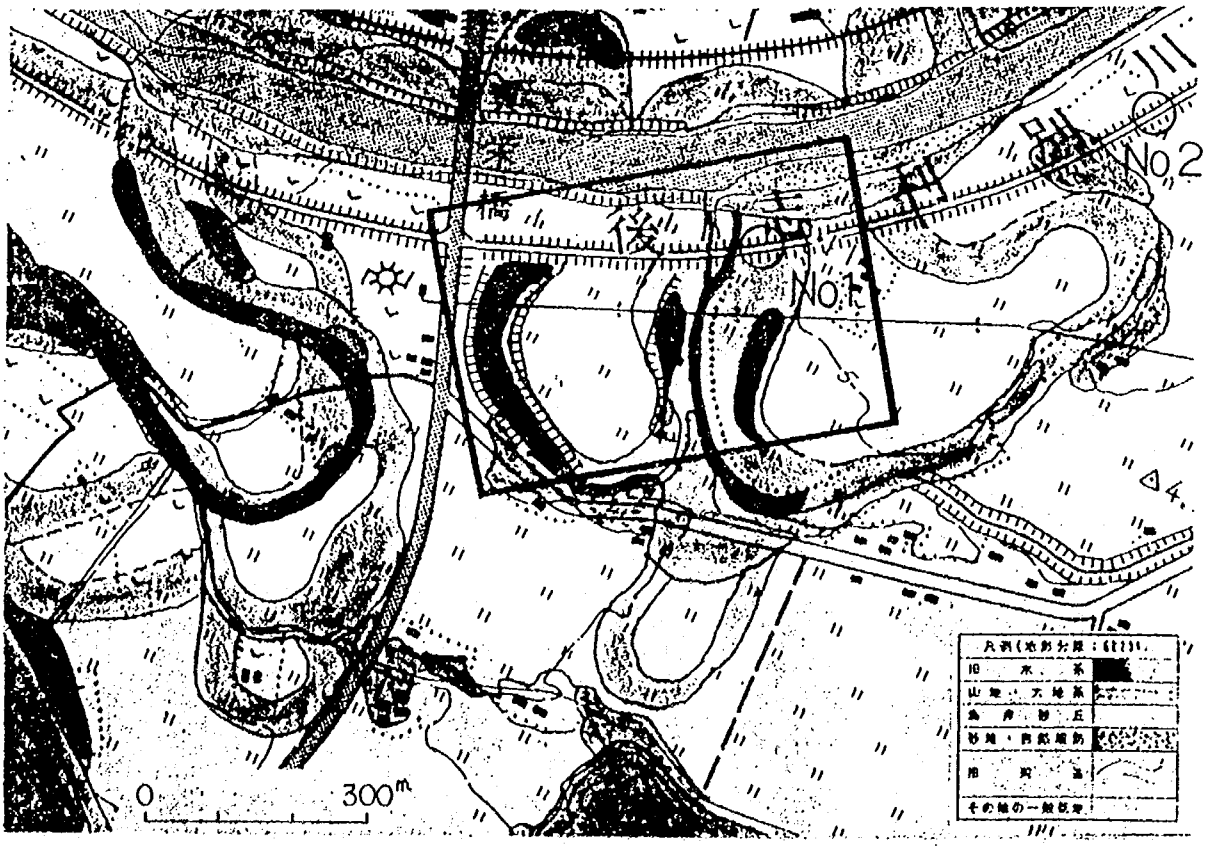


図-4.4.3(b)　土層断面と被災状況（No.2 断面）



(a)　地盤変状図



(b)　微地形図〔□は(a)の範囲〕

図-4.4.4　真栄橋上流側付近の地盤変状と微地形[3]

(2) 解析条件の設定

(a) モデルパラメータ

堤体、砂質土層は砂の繰返し弾塑性モデル[7]、粘性土層は粘土の繰返し弾粘塑性モデル[8]を用いてモデル化する。本モデルで用いるパラメータのほとんどは、物理的意味の明確なものであり、適切な試験を行えば、設定することができる。しかしながら、全てのパラメータを設定するための土質調査が十分ではないため、ここでは要素試験の条件を再現した構成式ドライバによるシミュレーション（要素シミュレーション）を実施し、一部のパラメータを設定した。その際、砂質土層については液状化試験から得られた液状化強度、粘性土層については圧密非排水三軸試験から得られた静的変形特性および振動三軸試験から得られた動的変形特性を再現できるように試行錯誤でパラメータを設定した。ただし、堤体については、要素シミュレーションを行うだけの資料が十分でなかったため、不明なパラメータについては標準的な砂質土のパラメータ値を設定した。パラメータ設定手法の詳細については文献6)を参照されたい。

No.1、No.2の砂質土層に対する室内試験で得られた液状化強度および設定した液状化強度を図-4.4.5に示す。いずれの土層に対しても、設定した液状化強度は室内試験よりやや強めの値となっている。

以上、各土層に対して設定したパラメータを表-4.4.2に示す。

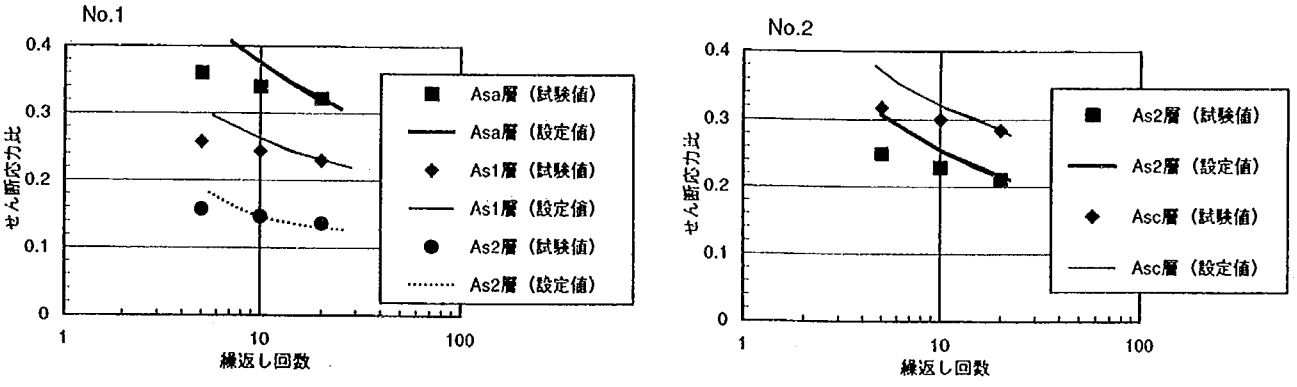


図-4.4.5 砂質土層の液状化強度

(b) 解析条件

解析モデルは図-4.4.3の堤体形状および土層構成をもとに、Ac2層下面を剛基盤として作成した。両地点のFEMモデルを図-4.4.6に示す。モデル両端には水平方向の幅の広い要素（要素の両端を等変位境界として自由地盤に近似させた）を設けて、側方の影響を低減した。また、地下水位以下の要素については透水性を考慮した。この際、透水係数は砂質土と粘性土で標準的な値を設定した。

基礎地盤および堤体の初期応力状態は、弾塑性モデル（Drucker-Pragerモデル）を用いた静的自重解析で別途算定した。この際、弾性定数はPS検層から得られた初期せん断弾性係数の2/3としたものを用い、ポアソン比は0.333とした。破壊角は、圧密非排水三軸試験から得られた値を用いた。

粘性減衰として剛性比例型のRayleigh減衰を採用し、その係数は減衰を5％として各検討断面の1次固有周期から算定した。

入力動には、一次元重複反射解析結果よりAc2層下面での波形（E+F）を抽出したものを用いた。こ

の一次元重複反射解析での入力地震動には、被災地点近傍での観測波形を地震工学基盤面まで引き戻した波形を用いている。No.1、No.2の解析に用いた入力動の波形を図-4.4.7に示す。最大入力加速度は、No.1で148.9gal、No.2で203.8galである。また、時間ステップ増分は0.01秒とし、解析は9000ステップ（90秒間）行った。

表-4.4.2　モデルパラメータ一覧

No.1		Bs	Asa	As1	Ac1	As2	Ac2	
密度	ρ(t/m3)	1.600	1.550	1.650	1.150	1.700	1.450	単位体積重量試験
初期間隙比	e0	0.8	0.8	0.8	5.5	0.8	2.8	圧密非排水三軸試験（一部推定）
透水係数	k (m/s)		5.00E-05	5.00E-05	5.00E-08	5.00E-05	5.00E-08	Cregerの表
圧縮指数	λ	0.02	0.02	0.02	0.2	0.02	0.2	推定値
膨潤指数	κ	0.00500	0.00080	0.00040	0.05000	0.00008	0.05000	PS検層
過圧密比	OCR	1	1.2	1.2	1	1	1	推定値
変相応力比	Mm	0.980	1.288	1.084	1.828	0.980	0.916	液状化試験，動的変形試験の要素シミュレーション
破壊応力比	Mf	0.980	1.511	1.300	1.828	1.300	0.916	圧密非排水三軸試験（一部推定）
初期せん断弾性係数	G0／σ'm0	571	1163	1489	688	2524	559	
液状化強度	Rl20		0.322	0.230		0.137		液状化試験
〃	Rl10		0.340	0.244		0.147		
〃	Rl5		0.360	0.258		0.158		
液状化強度（model）	Rl20		19.0	21.0		14.5		液状化試験の要素シミュレーション
〃	Rl10		15.0	14.0		9.5		
〃	Rl5		12.0	11.0		8.0		
B'の初期値	B'0	1748	2310	3435	200	5821	50	液状化試験，動的変形試験の要素シミュレーション
B'の下限値	B'1	1748	2310	3435	200	5821	50	〃
B'のコントロールパラメータ	Cf	0	0	0	0	0	0	〃
砂のモデル								
塑性剛性の基準ひずみ	γPref	1000	0.002	0.002		0.001		液状化試験の要素シミュレーション
弾性剛性の基準ひずみ	γEref	1000	0.004	0.004		0.001		〃
ダイレタンシー係数	D0	0	1	1		1		〃
ダイレタンシー係数	n		2.0	1.5		1.5		〃
異方性のコントロールパラメータ	Cd		2000	2000		2000		標準値
粘土のモデル								
粘塑性パラメータ	m0				15		15	動的変形試験の要素シミュレーション
〃	C1				3.00E-07		3.00E-07	〃
〃	C2				7.50E-08		7.50E-08	〃
水の体積弾性係数	Kf (kPa)		2000000	2000000	2000000	2000000	2000000	

No.2		Bs	Ap	Ac1	As2	Asc	Ac2	
密度	ρ(t/m3)	1.600	1.100	1.150	1.700	1.650	1.450	単位体積重量試験
初期間隙比	e0	0.8	10.4	5.5	0.8	0.8	2.5	圧密非排水三軸試験（一部推定）
透水係数	k (m/s)		5.00E-08	5.00E-08	5.00E-05	5.00E-05	5.00E-08	Cregerの表
圧縮指数	λ	0.02	0.2	0.2	0.02	0.02	0.2	推定値
膨潤指数	κ	0.00500	0.05000	0.05000	0.00008	0.00060	0.05000	PS検層
過圧密比	OCR	1	1	1	1.2	1.2	1	推定値
変相応力比	Mm	0.980	1.828	1.828	0.980	1.151	1.382	液状化試験，動的変形試験の要素シミュレーション
破壊応力比	Mf	0.980	1.828	1.828	1.300	1.371	1.382	圧密非排水三軸試験（一部推定）
初期せん断弾性係数	G0／σ'm0	1279	670	928	3632	1632	663	
液状化強度	Rl20				0.211	0.284		液状化試験
〃	Rl10				0.229	0.300		
〃	Rl5				0.249	0.317		
液状化強度（model）	Rl20				22.000	21.000		液状化試験の要素シミュレーション
〃	Rl10				15.000	15.000		
〃	Rl5				11.000	10.500		
B'の初期値	B'0	3916	200	200	8378	3572	50	液状化試験，動的変形試験の要素シミュレーション
B'の下限値	B'1	3916	200	200	8378	3572	50	〃
B'のコントロールパラメータ	Cf	0	0	0	0	0	0	〃
砂のモデル								
塑性剛性の基準ひずみ	γPref	1000			0.001	0.002		液状化試験の要素シミュレーション
弾性剛性の基準ひずみ	γEref	1000			0.001	0.004		〃
ダイレタンシー係数	D0	0			1	1		〃
ダイレタンシー係数	n				3.5	4.0		〃
異方性のコントロールパラメータ	Cd				2000	2000		標準値
粘土のモデル								
粘塑性パラメータ	m0		15	15			15	動的変形試験の要素シミュレーション
〃	C1		3.00E-07	3.00E-07			3.00E-07	〃
〃	C2		7.50E-08	7.50E-08			7.50E-08	〃
水の体積弾性係数	Kf (kPa)		2000000	2000000	2000000	2000000	2000000	

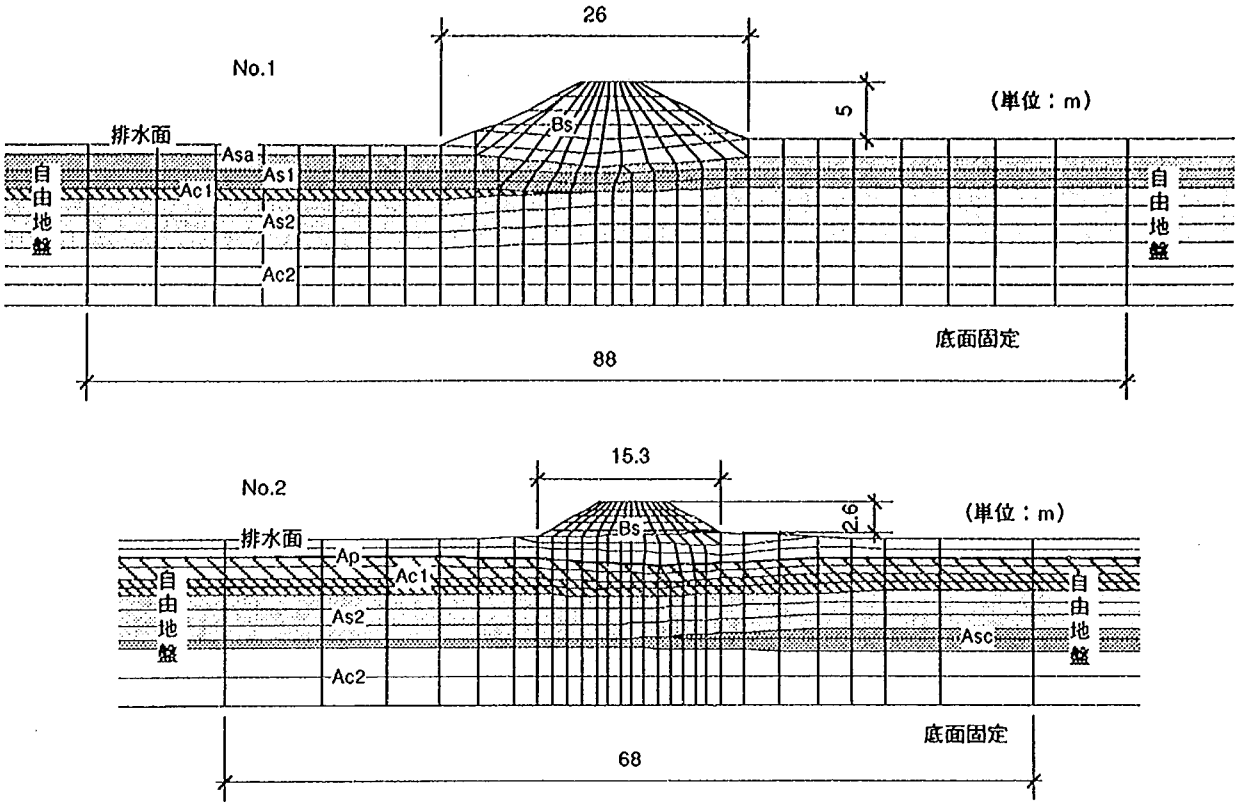


図-4.4.6　ＦＥＭモデル

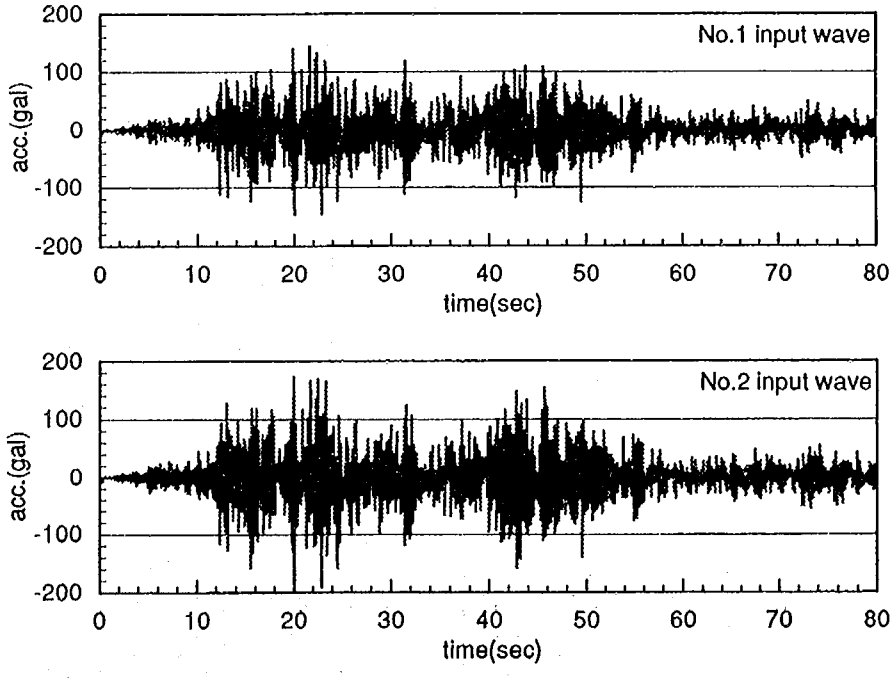


図-4.4.7　入力地震動

(3) 解析結果と考察

No.1、No.2の対応するポイントの変形量、応答加速度の結果をそれぞれ表-4.4.3、表-4.4.4に示す。変位量は加振終了後の値、応答加速度は加振中の最大値である。なお、No.1、No.2に対する出力点は図-4.4.8

に示すとおりである。変形量については、堤体天端および堤体直下の基礎地盤面の沈下量、堤体のり尻およびのり尻下のAs2層の水平変位を出力している。堤体自体の鉛直変位は、堤体天端の沈下量から基礎地盤の沈下量を差し引いたものであり、堤体自体の鉛直方向の圧縮量を示している。応答加速度については、堤体天端および水平地盤の水平加速度と応答倍率を出力している。

最終ステップでの変形図を図-4.4.9に示す。いずれの図においても、実線が加振後、点線が加振前を示し、変形量のスケールはメッシュスケールと同じである。また、加振終了後の液状化分布（過剰間隙水圧比（$1-\sigma'_m/\sigma'_{m0}$）が0.95以上）を図-4.4.10に示す。

(a) No.1について

No.1での実際の堤体の破壊形態は、天端に大きなクラックが入り、天端が陥没するように沈下している。基礎地盤の液状化に伴い、堤体荷重に起因した側方流動が発生する。この基礎地盤の変形に追従できなくなった堤体は部分的に破壊し、クラックが生じる。この結果、分離した天端部分が陥没して、大きな沈下が発生したと考えることができる。解析でも液状化分布から分かるように盛土直下基礎地盤での液状化により、堤体が大きく沈下している様子が再現できている。

(b) No.2について

粘性土層の下のAs2層およびAsc層は、液状化に至っており、解析上はいくらかの変形が発生することは避けられない。加えて、液状化層上部の粘性土層は、非常に軟弱であり初期剛性も小さい。このため、解析上はいくらかの変形は発生することとなる。

しかしながら、堤体自体の変形に着目すると、No.1よりも変形量はかなり小さく、堤体の健全性は保たれており、この点では実現象を表現できていると思われる。

表-4.4.3　変形量

断面	沈下量（cm）		水平変位（cm）		堤体自体の鉛直変位
	堤体天端	基礎地盤	のり尻	のり尻下	(cm)
	269,294	273,295	334,363	339,370	
No.1	227.0	181.0	56.4	120.0	46.0
No.2	38.5	38.5	7.5	22.1	0.0

表-4.4.4　最大応答加速度

断面	水平加速度（gal）		応答倍率		基盤加速度 (gal)
	堤体天端	水平地盤	堤体天端	水平地盤	
	269,294	389,436	269,294	389,436	
No.1	213	141	1.4	0.9	148.9
No.2	265	200	1.3	1.0	203.8

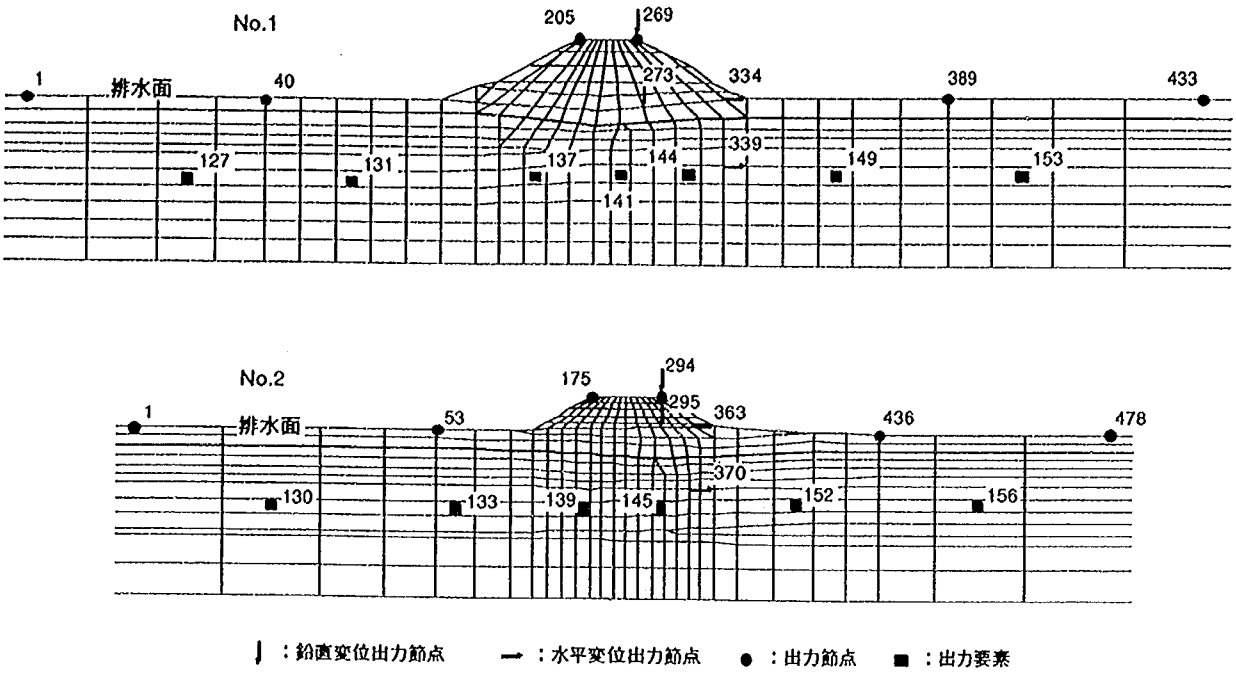
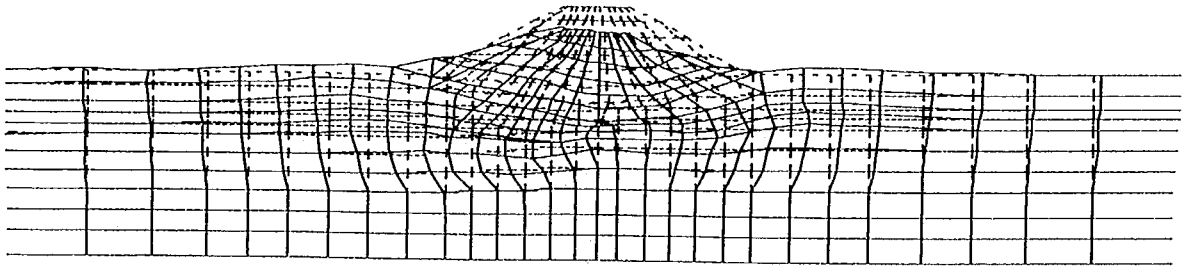
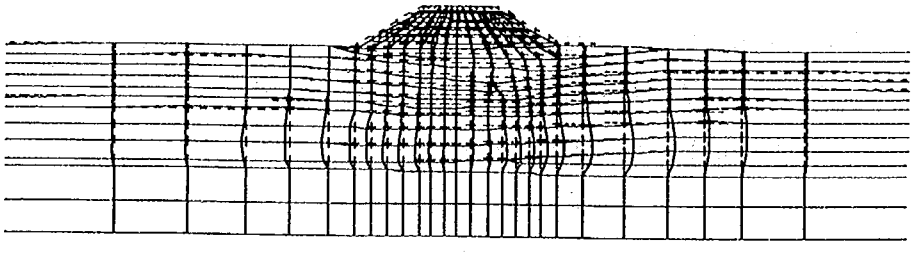


図-4.4.8　出力点

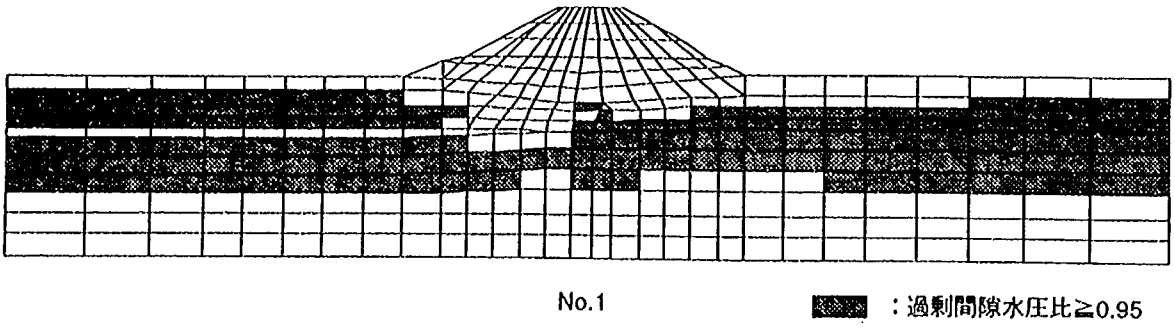


No.1　　Displacemant/Mesh=1



No.2　　Displacemant/Mesh=1

図-4.4.9　最終変形図



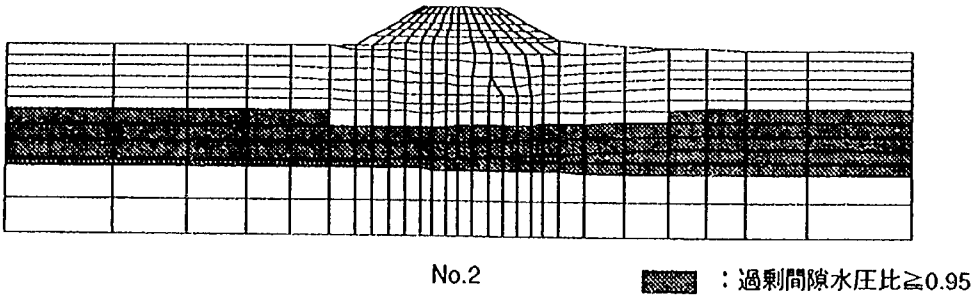


図-4.4.10　加振終了後の液状化要素の分布

(4) まとめ

有効応力解析コードLIQCAの適用性を検討するため、北海道南西沖地震で被災した後志利別川の堤防を対象として、解析シミュレーションを実施した。

LIQCAによる解析の結果より、以下のことがいえる。

・No.1、No.2の被災量の違いをある程度定量的に表現することができた。液状化する基礎地盤の変形量は破壊後の構成則の違いの影響を大きく受ける。この点については既往の土質試験等をもとにした構成則レベルでの検討を含めて、さらに検証が必要である。

・No.1、No.2の堤体自体の変形に着目すると、解析結果は実際の被災程度を定性的に再現できている。No.1では、基礎地盤の変形が堤体に及び、堤体に大きな変形が発生している。一方、No.2では液状化層の変形は、粘性土層に集中し堤体は健全な状態にある。

・No.1のように地下水位が高い場合には、堤体および地下水位以浅部の変形特性が全体の変形に影響することが考えられる。特に基礎地盤の軟化の程度が大きい場合ほど、堤体および地下水位以浅部のモデル化は重要になる。

・No.2のように液状化層上面に粘性土層が存在する場合には、粘性土層の変形特性が全体の変形に影響することが考えられる。パラメータスタディの結果、粘性土層を弾性とした場合には、全体の変形が減少する傾向がみられる。液状化解析における粘性土層の扱いについても、さらに検討が必要である。

・堤体直下部での偏差応力の不連続性、堤体直下部の過剰間隙水圧の上昇に伴う浸透流が変形に与える影響など堤体直下部の挙動については、さらに検討が必要である。

(ハザマ)

参考文献

1) Oka,F. , Yashima,A. , Shibata,T. , Kato,M. and Uzuoka,R. ：FEM－DEM coupled liquefaction analysis of a porous soil using an elasto-plastic model , Applied Scientific Research , Vol.52 , pp.209～245 , 1994

2) 金子正之、田村圭司、佐々木康、勝山明雄、佐藤謙司：平成５年北海道南西沖地震による河川堤防被害について、第29回土質工学研究発表会、pp.971～972、1994

3) (財)地震予知総合研究振興会:軟弱地盤の地震時挙動とライフライン施設の耐振性に関する研究、pp.39～92、1994

4) Oka,F. , Yashima,A. , Kato,M. and Sekiguchi,K. ：A constitutive model for sand based on the non-linear kinematic hardening rule and its application, Proc. of 10th WCEE, pp.2529～2534 , 1992

5) Oka,F. :A cyclic elasto-viscoplastic constitutive model for clay based on the non-linear kinematic hardening rule , Proc. of 4th Numerical Models in Geomechanics, pp.105～114 , 1992

6) 渦岡良介、三原正哉 ：２次元液状化解析手法の適用性について－（その４）被災堤防のシミュレーション－、ハザマ研究年報、pp.111-118、1996

4.5 ジオテキスタイルを用いた対策工法の検討

4.5.1 目的と検討概要

液状化を生じる地盤上の盛土・堤防の耐震対策の一つとして提案しているジオテキスタイルを盛土内に敷設する補強土工法の設計法を提案しているが、本年度はこのうち、建設省土木研究所で過去に行われた液状化を生じる地盤上の無補強盛土及びジオテキスタイル補強盛土の振動台実験の結果を用い、簡易法によるすべり安定解析を適用し、設計法の妥当性について検討をすることを目的とする。

4.5.2 ジオテキスタイル工法の設計法の考え方

液状化を生じる地盤上の新設盛土の耐震対策としてのジオテキスタイル工法は、盛土内にジオテキスタイル補強材を敷設することによる引張り補強効果によって盛土体の安定を確保させるものである。

ジオテキスタイル工法による設計法には、以下に述べる簡易法と詳細法をこれまで提案している。

簡易法とは、無補強時の設計すべり安全率に対して想定する地震レベルの地震力を考慮した安定計算を行い、必要安全率に対する不足抵抗力を算出し、最大値となる必要補強材力$(\Sigma T_{req})_{max}$を与えるすべり円について設計安全率を満足するようにジオテキスタイルの敷設仕様（設計引張り強度と敷設層数）を決定する方法である。

詳細法とは、簡易法で決定したジオテキスタイルの敷設様式をもとに変形解析を行い、ジオテキスタイルに発生する付加応力を求め、設計引張り強度を満足するかを確認し、また変形量を推定する方法である。

4.5.3 土木研究所振動台実験の結果を用いた簡易設計法の検証

4.5.2 の設計法のうち、簡易法に対する検証を行うため、建設省土木研究所が行った液状化を生じる地盤上の無補強及び補強盛土の振動台実験結果をもとに検討する。ただし、すべり安定検討はその強度の考え方により有効応力法及び全応力法があるが、ここでは両者について検討を行い、それぞれの適用性について比較検討する。

(1) 振動台実験の概要[1]

解析対象とした振動台実験は、液状化を生じる基礎地盤上にジオテキスタイルで補強された盛土が耐震対策として有効であるかを把握する目的で行われた模型実験の一つである。

実験のモデル図を図-4.5.1 に示す。また、表-4.5.1 には盛土材料の基本的な物性値を示す。実験は周波数 2Hz の正弦波のもと、加振時間は 20 秒間、台加速度は 113gal と 173gal の条件下で行われている。本検討では変形の大きく生じた 173gal 加振時のみを検証対象とする。

また、振動台実験では補強材料として不織布、ネット、ピアノ線等を使用しているが、それらの内、不織布を補強材として用いた実験結果を対象に検討を行う。

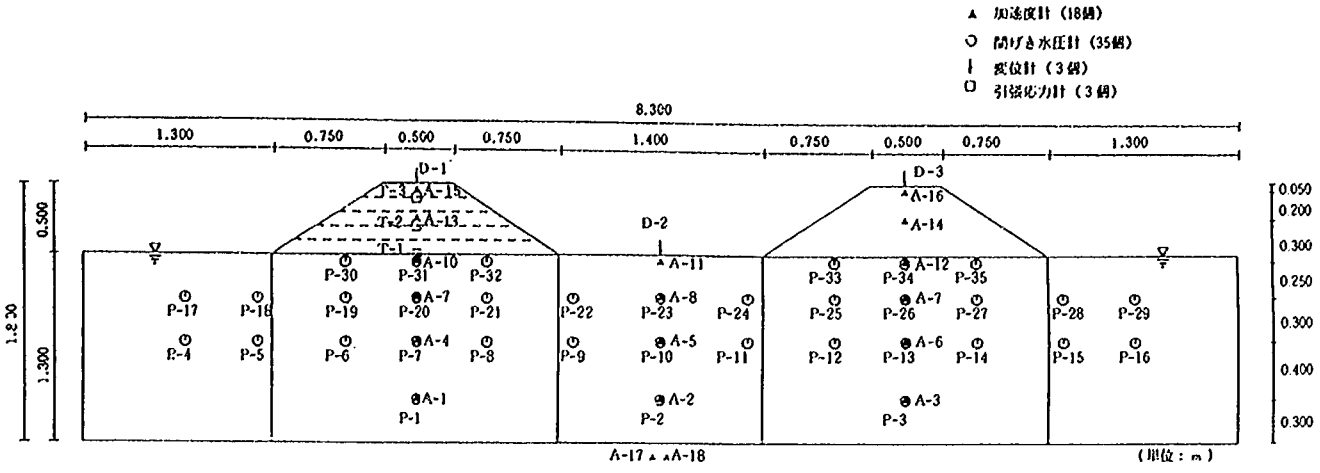


図-4.5.1　模型実験の断面図

表-4.5.1　地盤の基本的な物性

	地　盤 相対密度 D_r=50%	盛　土 相対密度 D_r=50%
湿潤密度　ρ_t (tf/m³)	1.937 (w=100%)	1.585 (w= 7%)
乾燥密度　ρ_d (tf/ m³)	1.481	1.481
間隙比　e	0.837	0.837
粘着力　c' (tf/ m²)	0.0	0.0
内部摩擦角　ϕ' (°)	33.5	33.5

(2) 有効応力法による解析

1)　円弧すべり安全率の計算式

有効応力法による円弧すべり安全率の算定は、過剰間隙水圧の増分のみを考慮し、慣性力を考慮しない式(4.2.4)により算定する。

2)　地盤の密度と強度定数

盛土及び基礎地盤の密度は、表-4.5.1　地盤の基本的な物性に基づき設定する。

また、液状化強度比Rは既存の室内要素試験[2]より設定する。既往の室内試験結果を図-4.5.2に示す。この試験結果では相対密度50%の試験結果がないため、相対密度40%と相対密度60%の結果より推定した図-4.5.3の値を用いる。

また、図-4.5.3より繰返し回数N＝20回での液状化強度$R_{1\ 20}$は0.18である。これを静止土圧係数(K_0=0.5)の補正を行うと、

$$R=2/3\cdot R_{1\ 20}=2/3\times 0.18=0.12 \quad \cdots\cdots (4.5.1)$$

となる。

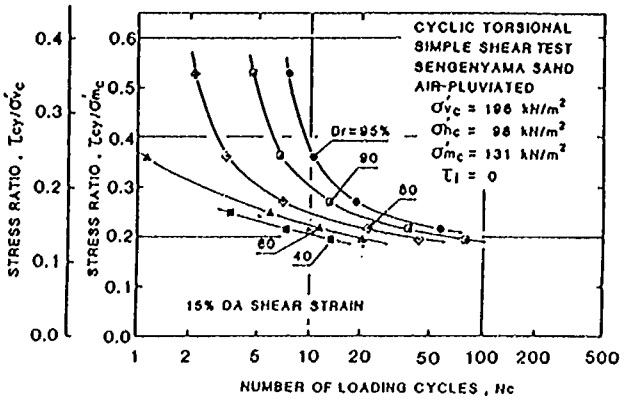


図-4.5.2　既往の液状化強度曲線

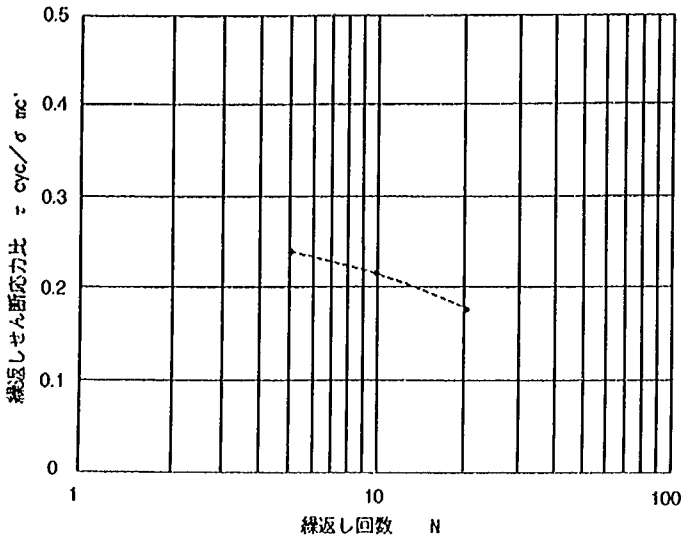


図-4.5.3　検討に用いた液状化強度曲線

3)　水平震度

模型実験では、水平地盤部、盛土部の応答倍率が液状化の影響により乱れている。本検討では模型実験の応答倍率の平均的な値（1.0）を採用し検討を行う。従って、台加速度をそのまま設計震度として検討を行う。

設計震度　k_h=173gal/980gal=0.177 ……(4.5.2)

4)　間隙水圧

間隙水圧の算定には、過剰間隙水圧～液状化抵抗率F_Lの関係を用いて算定を行う。表-4.5.2 は本検討断面に対し、液状化検討を行った結果である。この表より、水平地盤部及び盛土直下部ともにF_Lは 1 を大きく下回る結果となっている。この結果から過剰間隙水圧比は 1.0 となり、すべり抵抗率はゼロとなるため最大な不足抵抗力を求めることが困難である。

ここでは、有効応力法による不足抵抗力の算出を行うため、さらに無補強盛土周辺の実測された過剰間隙水圧値を用いてすべり検討を実施した。図-4.5.4 に、加振開始より 5 秒後及び 20 秒後に発生した過剰間隙水圧の実測値（ピーク値）を示す。以後のすべりの検討は、この値を用いて検討を行う。

5)　すべり円弧の設定

検討モデルのうち、無補強盛土地盤に対して最大不足抵抗力が計算されるすべり面を試行計算によって抽出する。またモデルの底面及び端部を円弧が通らないような範囲で円弧の中心位置と半径を変えながら、それぞれに対する安全率を計算し、それらの中で最小の安全率を検討断面の安全率とする。なお、盛土内にはテンションクラックが発生するものとし、盛土内では鉛直なすべりを仮定する。つまり、盛土内の抵抗モーメントは期待しない検討を行う。

表-4.5.2　液状化抵抗率の算定

(a)水平地盤部（繰返し回数20回の時）

深　度 (m)	全上載圧 (tf/m^2)	有効上載圧 (tf/m^2)	せん断応力比 L	せん断強度比 R	液状化抵抗率 F_L
0.5	0.969	0.469	0.365	0.120	0.329
1.0	1.937	0.937	0.365	0.120	0.329
1.5	2.906	1.406	0.365	0.120	0.329

(b)盛土天端直下　（繰返し回数20回の時）

深　度 (m)	全上載圧 (tf/m^2)	有効上載圧 (tf/m^2)	せん断応力比 L	せん断強度比 R	液状化抵抗率 F_L
0.5	1.761	1.261	0.247	0.120	0.487
1.0	2.730	1.730	0.279	0.120	0.431
1.5	3.698	2.198	0.297	0.120	0.404

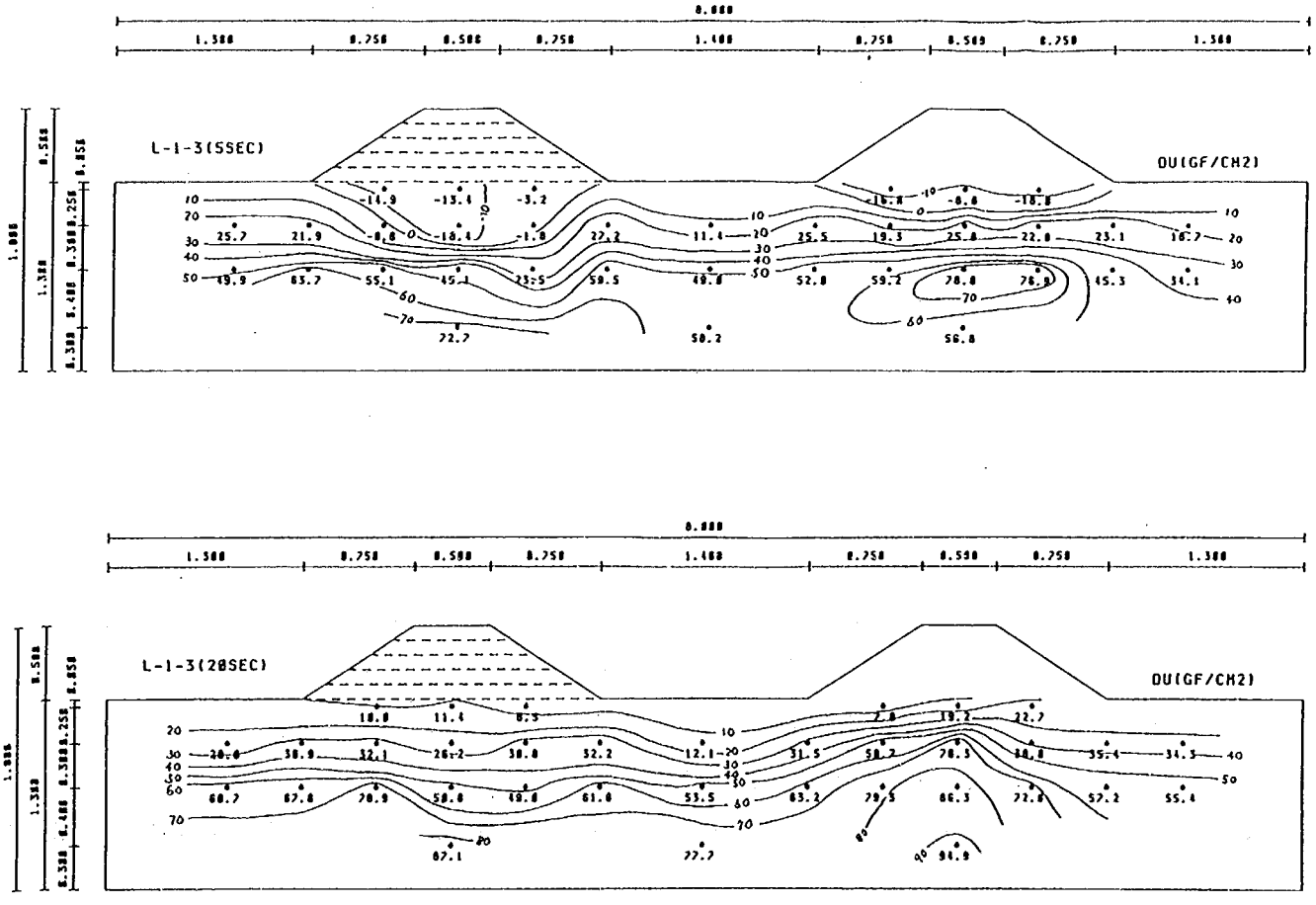


図-4.5.4　過剰間隙水圧の実測値

6) 必補強材力の算定式

必要補強材力の算定式は次式を用いて行う。

$$\Sigma T_{req} = \frac{\Delta M_R}{R} = \frac{F_S M_D - M_R}{R} \quad \cdots\cdots (4.5.3)$$

ここに、ΣT_{req}：必要補強材、R：すべり円弧半径、M_D：起動モーメント

M_R：盛土・地盤のせん断抵抗に基づく抵抗モーメント

ΔM_R：ジオテキスタイルによる抵抗モーメント

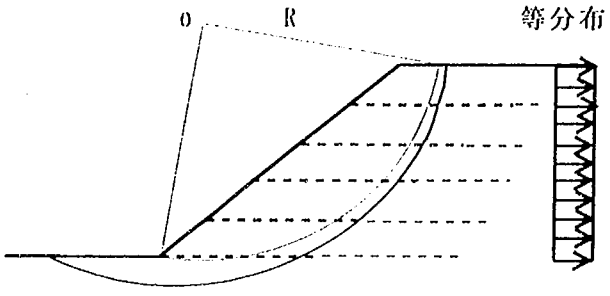


図-4.5.5 必要補強材力の算定概念図

7) 検討結果

実測の過剰間隙水圧のみを地震時に発生する外力であるとして安定解析を行った結果を図-4.5.6 に示す。この結果より、加振開始より5秒後(繰返し回数N=10回)では安全率が1.02と盛土の安定性を保っていると判断されるが、加振開始より20秒後（繰返し回数N=40回）では安全率が0.82となり盛土の安定性が損なわれる結果になった。加振開始より20秒後の盛土に対して式(4.5.3)を用い、必要補強材力(ΣT_{req})を求めると、ΣT_{req}=58kgf/cmとなる。

この値に対し、補強盛土内の補強材に実際に作用した張力は、表-4.5.3 に示すように2.36kgf/cmで、全ての補強材に発生した張力を合計しても 5 kgf/cm 程度（ただし、2段目と4段目の補強材の張力は線形補間により推定）と小さいことが分かる。図-4.5.7は、有効応力法により求めた無補強盛土の安全率と無補強盛土沈下量の関係及び補強盛土内に作用する張力を考慮した補強盛土の安全率と補強盛土の沈下量の関係を示したものである。

表-4.5.3 補強材に作用した張力

引張応力計	補強材の最大張力
T-1	2.36kgf/cm
T-2	0.55kgf/cm
T-3	0.51kgf/cm

この図より、無補強盛土及び補強盛土ともに安全率の低下に伴い沈下量は大きくなる傾向を示している。しかしながら、無補強盛土と補強盛土では加振開始より 20 秒後の沈下量が2倍程度異なり、補強材により沈下量が抑制されているkのに対し、安全率にはそれほどの差異はない。これは補強材の伸び剛性が小さいために張力があまり発生しなかったことが原因と考えられる。

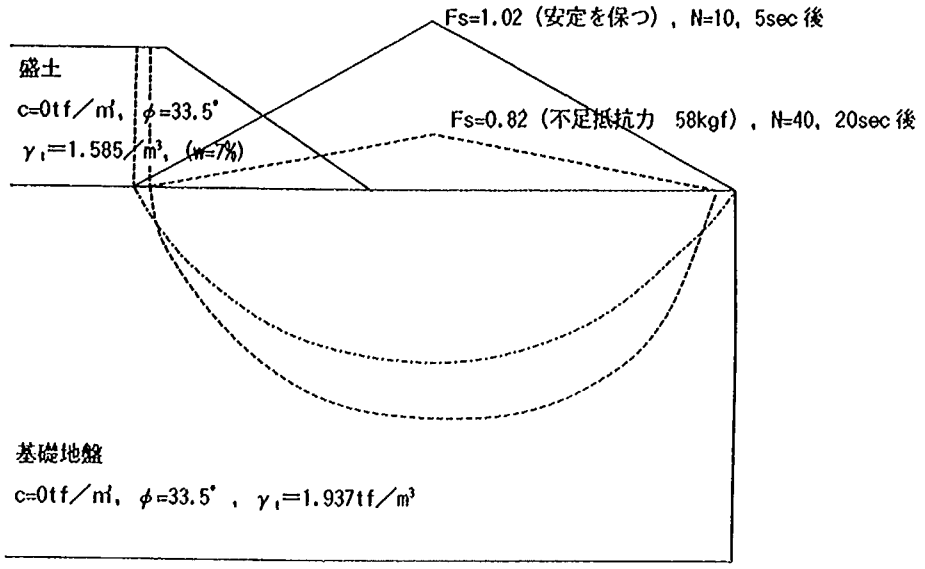


図-4.5.6　有効応力法によるすべり安定解析結果

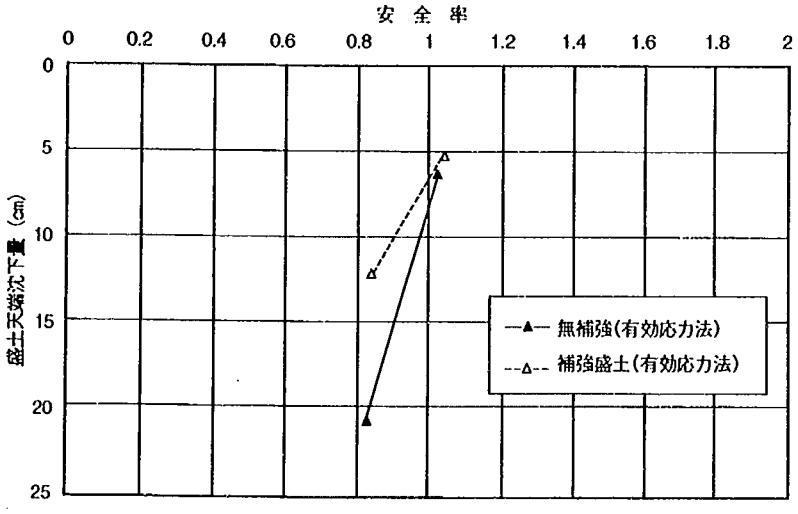


図-4.5.7　有効応力法による安全率と盛土天端沈下量の関係

(3) 全応力法による解析

1)　円弧すべり安全率の計算式

全応力法による円弧すべり安全率の計算は、次式より算定する。

$$Fd = \frac{\Sigma \tau_m \cdot l \cdot R}{\Sigma (W \cdot R \cdot \sin\alpha + kh \cdot W \cdot y)} \quad \cdots\cdots (4.5.4)$$

ここに、τ_m：動的強度、l：各分割片の円弧長、R：すべり円弧半径、

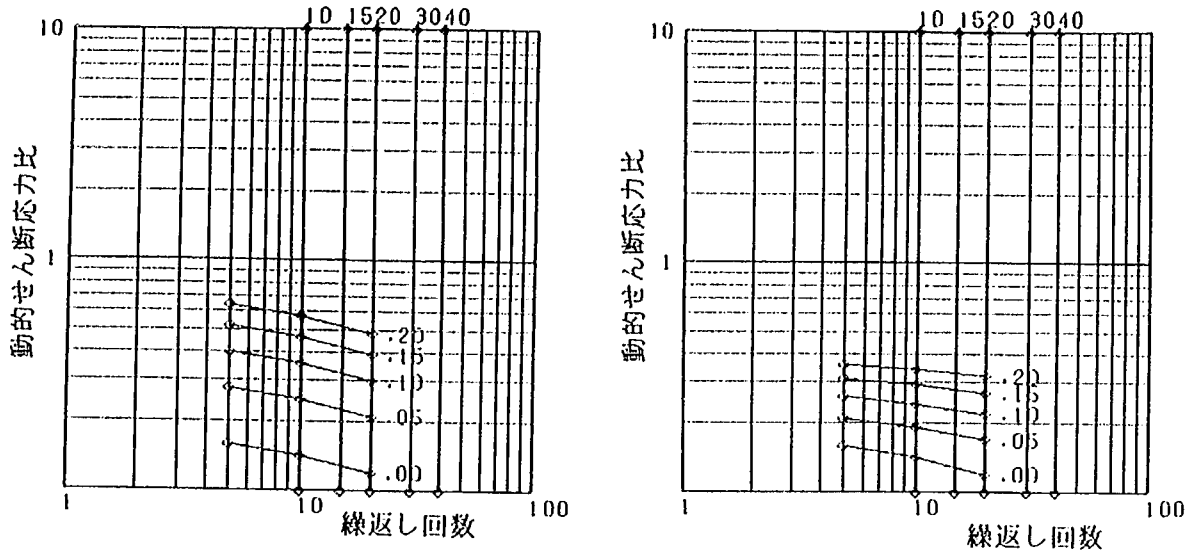
W：各分割片の重量、α：各分割細片のすべり円弧の接線方向と水平面のなす角、

y：すべり中心からすべりブロック分割片の重心までの垂直距離

2)　全応力法に用いる地盤の強度定数

全応力法に用いる基礎地盤の強度定数は、初期せん断のない強度は有効応力法の液状化判定に用いた図-4.5.3 を用い、初期せん断に対する強度増加率の算定は、4.2.1 を参考に決定した。図-4.5.8(a)は解析に用いた動的強度を示したものである。また、図-4.5.8(b)は初期せん断の増加に伴う強度の変化

を考慮しなかった場合の動的強度である。



(a)初期せん断を考慮した場合　　(b)初期せん断を考慮しない場合

図-4.5.8　全応力法に用いる動的強度

3)　水平震度

台加速度をそのまま設計震度として検討を行う。

4)　検討結果

全応力法によるすべり安定解析を行った結果を図-4.5.9に示す。図中には、初期せん断応力による強度増加を考慮した動的強度を用いた安定解析結果と強度増加を考慮しなかった動的強度を用いた安定解析結果を示す。なお、本解析断面では繰返し回数によってすべり面は変化せず一定であった。この結果より、初期せん断を考慮した場合の安全率は加振開始より5秒後(繰返し回数 N=10 回)で安全率が 1.2 と盛土の安定性を保っており、加振開始より20秒後（繰返し回数N=40回）では、初期せん断を考慮した場合、安全率が0.82となり、実測の過剰間隙水圧を用いた有効応力法による安定解析結果とほぼ類似した傾向を示した。ただし、すべりの形状は有効応力法より浅いすべり形状を示している。一方、初期せん断を考慮しない場合は5秒後ですでに安全率が0.75と盛土の安定性が損なわれているという結果になり有効応力法とは異なった傾向を示した。

この加振開始より5秒後及び20秒後の盛土に対して式(4.5.3)を用い必要補強材力（ΣT_{req}）を求めると、

a)　初期せん断応力を考慮した場合

①　5秒後　　必要補強材力：必要なし

②　20秒後　必要補強材力：ΣT_{req}=60kgf/cm

b)　初期せん断応力を考慮しない場合

①　5秒後　必要補強材力　　ΣT_{req}=102kgf/cm

② 20秒後　必要補強材力　ΣT_{req}＝146kgf/cm

となる。

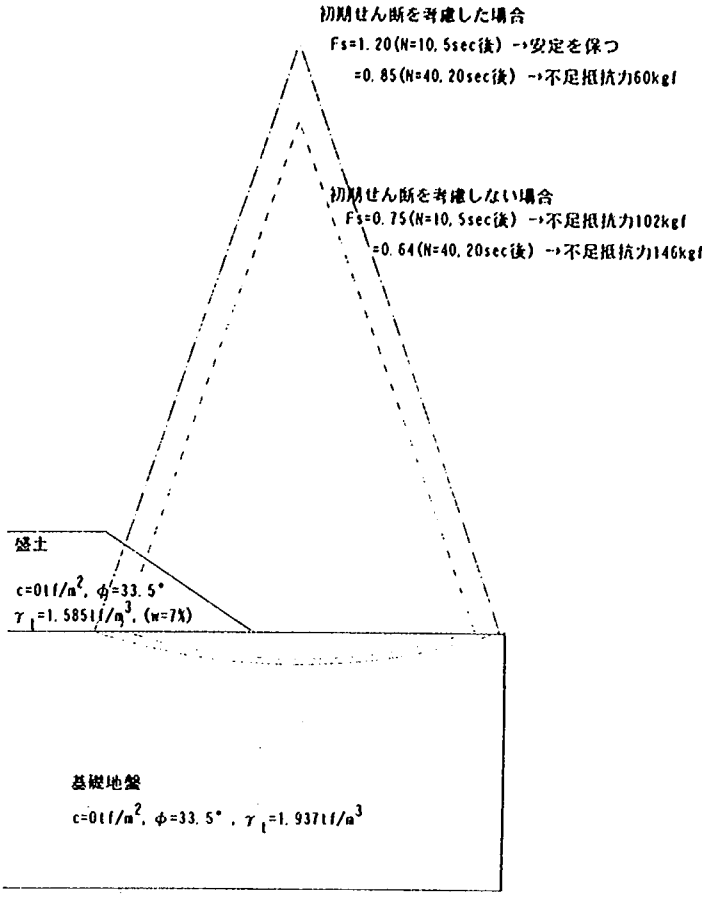


図-4.5.9　全応力法によるすべり安定解析結果

図-4.5.10 は、全応力法により求めた無補強盛土の安全率と無補強盛土沈下量の関係及び補強盛土内に作用する張力を考慮した補強盛土の安全率と補強盛土の沈下量の関係を示したものである。図中には参考のため有効応力法の結果も併せて示している。

この図より、無補強盛土及び補強盛土ともに有効応力法の時と同様に安全率の低下に伴い沈下量は大きくなる傾向を示している。また、安全率と沈下量との対応は初期せん断を考慮した方の結果の方が、過剰間隙水圧の実測値を用いた有効応力法と比較的よく対応しており適応性が高いことを示している。しかしながら、有効応力法の結果と同様に無補強盛土と補強盛土では安全率と沈下量関係が２倍程度異なった結果となった。

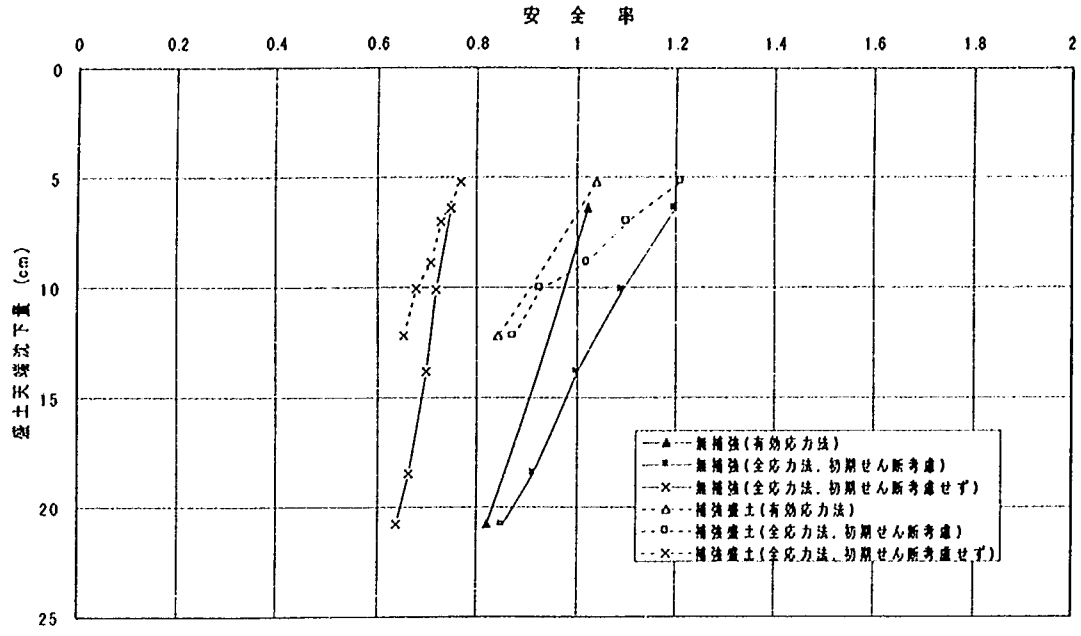


図-4.5.10　安全率と天端沈下量の関係

(4) まとめ

土木研究所で行われた液状化を生じる地盤上の無補強盛土及びジオテキスタイル補強盛土の振動台実験の結果を用い、有効応力法及び全応力法のすべり安定計算の簡易法によるジオテキスタイルの設計法の検討を行った。その結果以下のようなことが明らかとなった。

① 現行の有効応力法では、液状化を生じる地盤では必要補強材力を求めることができない。

② 実測の過剰間隙水圧を用いた有効応力法により求めた必要補強材力と初期せん断を考慮した全応力法により求めた必要補強材力の値はほぼ一致した結果が得られ、初期せん断を考慮した全応力法の適応性が高い。

③ 安全率と沈下量の間には相関が見られたものの、無補強盛土と補強盛土では同安全率でも沈下量に差が生じた。

（復建調査設計）

参考文献

1) 古賀泰之、伊藤良弘、古関潤一、森下義、鷲田修三、谷口栄一：取付盛土の地震時沈下及びその対策に関する調査報告書、土木研究所資料、第2769、1989

2) Tatsuoka, F., Muramatsu, M., Sasaki, T.: Cyclic undrained stress-strain behavior of dense sands by torsional simple shear test, Soil and foundations, Vol.22, No.2, pp.55-70.

4.6 まとめと残された課題

4.6.1 今年度のまとめ

今年度は本共同研究の最終年度であることから、昨年までの研究成果および本年度の研究成果をもとに盛土構造物の液状化対策マニュアルの作成を行った。また、中規模地震動（L－1）を対象として各対策工法の試設計を実施した。その他の本年度の研究成果について以下に示す。

(1) 大規模地震時の設計法の検討

動的強度および残留強度を用いた全応力法による円弧すべり計算手法の適用性を検討した。この結果、以下の結論を得た。

・中規模地震動（L－1）を対象とした検討において、動的強度を用いた全応力法によるすべり安全率は有効応力法（Δu法）のそれより大きな値を与える。

・残留強度を用いた全応力法によるすべり安全率は、残留強度の算定方法により大きく異なる。

(2) 簡易設計法の適用性の検討

液状化対策マニュアルの作成、中規模地震動（L－1）を対象とした試設計を通じて、各対策工法の簡易設計法の課題等を整理した。

(3) 有効応力解析手法の適用性の検討

北海道南西沖地震で被災した後志利別川堤防に対して、有効応力解析手法による被災量のシミュレーションを行った。この結果、被災程度の異なる2地点の堤体沈下量の違いを再現することができた。

(4) ジオテキスタイルを用いた工法の簡易設計法

既往の振動台実験結果をもとに、提案した簡易設計法の検証を行った。この結果、以下の結論を得た。

・簡易設計法として、初期せん断応力を考慮した全応力法による円弧すべり計算手法の適用性が高い。

・盛土の沈下量と安全率の間には相関がみられたが、無補強盛土と補強盛土ではすべり安全率と沈下量の関係が異なる。

4.6.2 残された課題

表-4.1.1に示した研究項目について、残された研究課題を以下に示す。なお、液状化対策工の簡易設計法の課題については「4.3 簡易設計法の適用性の検討」にも述べているので参照されたい。

(1) 盛土・堤防に対する液状化対策工の基本方針に関する研究

液状化対策技術マニュアルでは、中規模地震動（L－1）および大規模地震動（L－2）を対象とした二段階設計法を導入した。しかしながら、大規模地震動（L－2）を対象とした液状化対策工の設計で用いる地盤の強度（動的強度、残留強度）の設定法や安定性の照査手法（円弧すべり計算手法、永久変形解析）などは試案として提案したものであり、今後のさらなる検討が必要である。

(2) 必要改良範囲の評価に関する課題

地盤系設計法を用いる工法の簡易法での改良範囲の設定は、円弧すべり計算で得られるすべり安全率が

所定のすべり安全率を満足するように行うこととした。しかしながら、実際の改良効果をすべり安全率のみで表現することは十分でないことも考えられ、同一のすべり安全率を与える改良範囲でも地震時の変形量は異なる可能性もあると思われる。今後、数値解析や模型実験により簡易法で設定した改良範囲の合理性を検討する必要があると思われる。

(3) 対策工設計のための地盤及び構造物の動的挙動の予測に関する研究

対策工の設計は大きく地盤系設計法と構造系設計法に分類されている。地盤系設計法では改良体（改良地盤）自体は地盤の一部として挙動すると仮定し、対策により地盤および構造物の動的挙動が大きく変わることはないと考えている。一方、構造系設計法では改良体は構造物として挙動すると仮定し、改良体自体への地震力や動水圧を設計上考慮している。例えば、地盤系設計法を用いる締固め工法と構造物系設計法を用いる固化工法を比較した場合、両工法の違いは改良地盤の強度にあり、この強度の違いが地盤および構造物の動的挙動や変形挙動に与える影響や改良地盤の強度特性などについてさらに検討する必要があると思われる。

(4) 盛土体の耐震補強としてのジオテキスタイルの適用性に関する研究

「4.3.2 (4) ジオテキスタイル工法」に示した通り。

(5) 簡易設計法の開発に関する研究

提案した簡易設計法には(1)～(4)で述べた課題に加えて、各工法固有の課題として「4.3.2 各対策工法の簡易設計法の課題」で示したようなものがある。これらの課題に対して、今後検討する必要がある。

(6) 液状化対策工法の適用性に関する研究

各対策工について、一斉永久変形解析や中規模地震動（L－1）を対象とした試設計を実施した。当初は、これらの結果をもとに各対策工を対象とした工法選定マトリックスを作成する予定であったが、工法の成熟度にバラツキがあること、各工法の適用性が地盤、環境条件などによって大きく異なること、工期や工費の単純比較が困難なことから、各対策工の特徴のまとめと施工スペースによる1次選定表を作成するにとどまった。今後、各対策工の現場への適用事例や施工実績を考慮して、各対策工の適用性について再度まとめる必要があると思われる。

(7) 液状化対策技術マニュアルの作成

盛土構造物を対象とした液状化対策技術マニュアル（案）を提案したが、この内容は共同研究の成果をとりまとめたものであり、前述のように数多くの課題を残している。今後、本マニュアルの適用に際しては、これらの課題に対して十分に配慮することが必要である。

（ハザマ）

第５章　地中構造物（線状・面状）に対する液状化対策工法の開発に関する研究成果

第５章　地中構造物（線状・面状）に対する液状化対策工法の開発に関中する研究成果

5.1　今年度の研究の概要

第３グループは線状地中構造物を、第４グループは面状地中構造物を担当している。今年度の研究内容も前年に引き続き両グループに共通な研究項目が多いため、両グループは合同で研究を実施した。

本共同研究における第３、４グループの研究項目および内容を表-5.1.1に、これらの各研究項目の相互関係と実施手順を図-5.1.1に示す。このうち、平成８年度に実施した研究項目とその成果の概要を以下に示す。

(1) 地中構造物に適用する液状化対策工法の設計法基本方針、体系に関する研究

今年度は、マニュアルの最終版をとりまとめることから、昨年度作成した中規模地震を想定し、既設構造物を対象としたマニュアル暫定版に対して、大規模地震動も想定し新設構造物にも適用できるよう、目次構成、内容記述の基本方針、簡易設計法の検討を行い、マニュアル最終版にその成果を反映した。特に、地盤系設計法を適用する工法では、地震時水平変位を概略評価する簡易な計算方法の提案を行った。

(2) 面状地中構造物の動的挙動に関する研究

昨年度に引き続きＦＥＭによる動的有効応力解析を適用して、二次元と三次元での面状地中構造物の動的挙動の差異の把握を行った。その結果、二次元解析で挙動把握は概ね可能であるとの結論を得た。

(3) 浮上がり安定性評価における残留強度法の適用性に関する検討

地中構造物の大規模地震時の浮上がり安定性評価手法の適用性について、兵庫県南部地震および既往の遠心模型実験結果を対象にその適用性の検討を行った。その結果、有効応力法による評価は安全側の判定を与える結果となり、残留強度を用いた評価はある程度合理性が見られたが、残留強度の推定法、地震動の大きさの影響を考慮できない等の課題が残された。

(4) 液状化対策技術マニュアル（案）の作成

マニュアル最終版作成のため、(1)で設定した簡易設計手法の妥当性の検証と適用性を確認するため、各対策工で試計算を実施した。これらの成果は第３章の各対策工法の研究成果を含めてとりまとめている。

（日本技術開発）

表-5.1.1　平成８年度の研究内容

研　究　項　目	研　　究　　内　　容
(1) 地中構造物に適用する液状化対策工法の設計法基本方針、体系に関する研究 （線状、面状共通）	①各液状化対策工法の地中構造物に対する適用性、問題点の整理と課題の抽出 ②地中構造物の液状化対策技術マニュアルの目次構成および内容骨子の検討・提案 ③地中構造物に対する耐震設計の基本方針の検討・提案 ④地盤系設計法を適用する工法での地震時水平変位算定方法の提案
(2) 面状地中構造物の動的挙動に関する研究	①面状構造物の被災モードの想定、外力、応答特性の整理 ②線状・面状の構造特性の違いに着目した数値解析による動的挙動把握
(3) 液状化対策技術マニュアルの作成	①マニュアル（案）の検討・提案 ②試計算の実施および試設計のとりまとめ

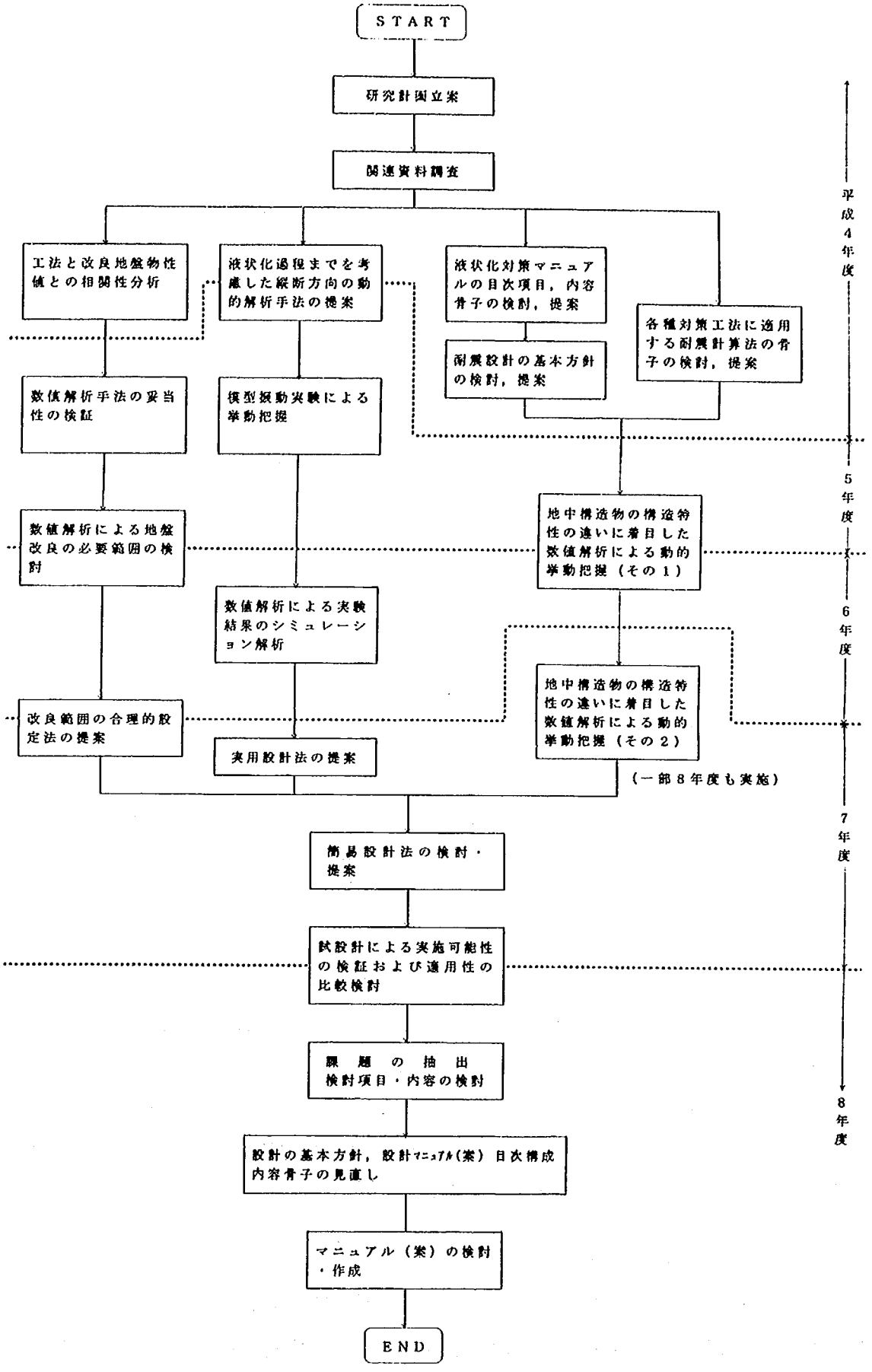


図-5.1.1　研究項目および実施手順

5.2 地中構造物の地震時水平変位に関する検討

5.2.1 検討目的

深層混合処理工法などの固化系の液状化対策工法では、原位置固化した改良体を構造物的に取り扱い、地震時の滑動、転倒、支持力などの外部安定の検討や、改良体の水平、鉛直せん断や端し圧などの内部安定の検討が設計に際して行われる。一方、締固め工法のような地盤系の工法では、改良地盤内にクラックや明瞭なせん断面が発生するといった破壊形態が想定しづらいこともあって、このような内部安定の照査は設計時には行われない。地盤系工法の設計では、改良地盤の液状化安全率をF_L>1.1 となるように設計しており、この値は、7乗則によれば過剰間隙水圧比が 50%以下となることに対応する。砂を用いた室内での要素試験結果の一般的傾向からすれば、過剰間隙水圧比が 50%以下の状態では供試体の材料強度や剛性に極端な低下は発生しない。このようなレベルまで地盤改良を施しておけば、地震時に改良部分が極端に劣化することはなく、健全度が確保されるものと想定している。特に締固め等により密度増加を図った地盤は、いわゆる「ねばり強さ」を有し[1]、大地震に際してもせん断強度を完全に喪失することはないものと思われる。このような思想から、地盤系工法では固化系工法のような内部安定性の照査は不要と考えているが、逆に大地震時においても変形追随性を発揮するという特性から見れば、地震中には改良地盤のせん断変形に伴う水平変位がある程度発生することを覚悟しなければならないことになろう。このような理由から、地中構造物に対する地盤系工法の設計では、固化系工法の内部安定照査に代わるものとして、地震時変位のチェックのような照査項目が必要ではないかと思われる。

地中構造物の地震時水平変位は、構造物の長手方向の挙動を考えた場合に問題となる。すなわち、地中構造物の縦断方向に液状化層厚が変化する場合や、液状化抵抗率の異なる地盤境界、あるいは液状化層と非液状化層の境界部などでは地震中に地中構造物に相対変位が発生する可能性があり、構造物間のジョイントや地中構造物内の配管に可とう管を採用するといった設計上の配慮が必要となる。

本章では、このような背景から、地盤系工法で改良した地中構造物の地震時水平変位の算定法について検討を加えるものである。地中構造物の地震時水平変位を最も忠実に求めようとすると、地中構造物を取り入れた三次元の動的有効応力解析が必要となる。あるいは、二次元断面での全応力もしくは有効応力解析により地震中の変位を求める他、本研究で用いてきたような永久変形解析手法を用いて、地震終了後の残留変形を求める方法も考えられよう。しかしながら、これらの手法は多大な労力を要するばかりでなく、用いる解析手法や構成則の選択、パラメータ設定の難しさなど、実務へ応用するには多くの問題を残していることも確かである。そこで、以下ではあくまで基本設計の段階を念頭において、できるだけ簡易な手法により地中構造物の水平変位を概略評価する方法を提案してみたい。

5.2.2 地震時水平変位量の概略算定法

図-5.2.1 に既設地中構造物の地震時変形モデルを示す。地震中の水平変位は、構造物の両側に壁状に改良部分が存在する既設構造物の場合に特に大きくなるものと思われる。ただし、以下で述べるように構造物両側の改良幅の大きさや改良強度などを変位算定に直接反映させることは難しく、提案した手法には幾

つかの仮定を設けざるを得なかった。

水平変位量の算定に際しては、以下を仮定した。

① 構造物の水平変位は周辺の地盤変位に追随して発生する。従って、一次元水平地盤の最大水平変位量をもって構造物の最大水平変位とする。

② 改良地盤は、一次のせん断モードで変形するものとする。

③ 改良幅の影響については、所要のすべり安全率を満足する強度、範囲（B/2 以上）を確保すれば、構造物両脇の壁の薄さの影響は少なく、構造物の水平変位としては半無限の均一地盤の変形として扱って良いものと仮定する。

なお③については、梁、平面ひずみモデルの中で、一部改良幅の影響を加味できるものを提案している。既往の手法も含めて水平変位算定法の一覧を最後の表-5.2.1 にとりまとめた。表中に示した５種類の手法の概要を以下にまとめる。

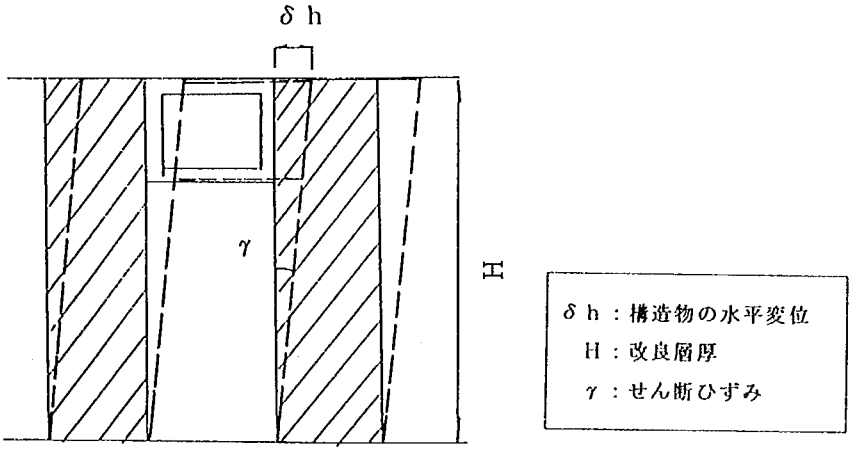


図-5.2.1　仮定した構造物―改良地盤の変形モード

表-5.2.1　地震時水平変位の概略算定式一覧

算定方法	地盤の変形特性の評価	問題点
(1) 共同溝設計指針	微小ひずみの80%相当の剛性に対応	・ひずみ依存性、強震時の軟化無視 ・地震力の影響不明 ・かなり小さな変形となる
修正共同溝指針（共同溝指針に剛性低下を考慮）	共同溝の剛性を低減して使用(1/100 など)	・低減の度合いに客観性なし ・密な砂のねばり無視 ・低減時の Ts、Sv の評価の難しさ
(2) 時松・Seed の手法 (STRAIN METHOD)	せん断剛性のひずみ依存性考慮（等価線形レベル）	・強震時の軟化までは考慮できない ・基準ひずみ、依存カーブの設定の客観性の問題
(3) 修正 STRAIN 法	・既往室内実験データ繰り返し回数、せん断応力比、相対密度によるねばり等を考慮可 ・地震動の大きさ考慮	・豊浦砂の回帰式を使用（砂の種類の違いの影響） ・強震時の波形の補正係数の問題
(4) 限界ひずみ法	相対密度のみの関数として限界ひずみ量を定式化	・水平変位の上限値を与えるもの ・時松・Seed の実験データに基づく
(5) 梁、平面ひずみモデル	線形弾性体として表現 ねばり強さ無視	・改良幅や設計外力、改良地盤の強度等を考慮可 ・強震時の外力評価可 ・砂の変形特性評価の精度に問題

(1) 共同溝設計指針の手法および修正法

共同溝設計指針[2]には、地中構造物の水平変位量を応答変位法によって求める手法が示されている。下式に示すごとく、本手法では地盤の固有周期と速度応答値、地盤の層厚等から任意深度の水平変位量が求められる。地盤改良の効果は、N値を介してS波速度の増加により表現されることになる。本手法は、本質的に液状化のような大変形の問題を取り扱うことはできない。S波速度相当の微小ひずみ領域での変形をベースにして、Ts（設計に用いる表層地盤の固有周期）をT_G（せん断波速度と層厚より求まる表層地盤の固有周期）の1.25倍とすることで地盤の剛性低下を80%程度勘案しているに過ぎない。少なくとも、大規模地震時の未改良地盤の変形量を求めるといった目的には不向きといえる。また、本手法には地震力の大小の影響は全く考慮されていない。一方、本手法の修正案としては、このS波速度をひずみ依存、あるいは有効応力発生分を考慮して低減する方法が考えられるが、これを何分の一にするのか、何百分の一にするのかに客観性を持たせることは難しかろう。

$$Uh(z) = (2/\pi^2) \cdot Sv \cdot Ts \cdot \cos(\pi Z/2H)$$

Uh（z）：任意の深度zにおける水平変位量

Sv：設計速度応答（=f(Ts)）、Sv=0.1～0.2m/sec

Ts：設計固有周期

$$Ts = 1.25 T_G$$

$$T_G = 4 \Sigma (H_i / Vs_i)$$

$$Vs_i = 80 \cdot Ni^{1/3} \quad (1 \leqq Ni \leqq 50)$$

ここにＶｓ：改良地盤のＳ波速度

Ｎｉ：改良後Ｎ値

Ｈ：対象層厚

Ｚ：水平変位量を照査する位置の深度

(2) 時松・Ｓｅｅｄ法 (STRAIN METHOD)

時松・Ｓｅｅｄは、地震時の地盤のせん断ひずみ$\gamma_{eq.}$を、地盤材料のひずみ依存性や地震力の大きさを勘案した形で簡易に算定する手法を提案している[3)]。本手法では、等価線形の考え方に基づき地盤材料のひずみ依存性を、またＳｅｅｄの手法によって地震時荷重の大きさを考慮している。本手法によって得られた等価せん断ひずみγに、地盤の層厚を掛け合わせることにより、地盤の水平変位を求めるものである。地盤条件は通常深さ方向に不均一であるため、この場合は地盤を幾つかの副層に分割し、各層別に水平変位増分を計算して地盤改良層下端から順次表層に累積していく必要がある。なお、時松・Ｓｅｅｄ[3)]の研究は元々は地盤の水平変位量を求める目的で行われたものではない（地震時沈下の評価が目的）。本手法は、地盤のひずみ依存性を考慮することができるが、あくまで有効応力の顕著な変動が生じない程度の地震動に対して適用されるもので、大地震にはやはり不向きといえる。また、下式に示す非線形カーブの設定（基準ひずみの取り方など）に客観性の問題が残される。本手法においても地盤改良の効果はＮ値を介してＳ波速度の増大の形で反映されるが、これは締固め地盤のねばり強さや相対密度の影響などを詳細に考慮したものではない。

$$Uh(z) = \gamma_{eq.} \cdot Z$$

$$\gamma_{eq.} = \tau_{eq.} / G_{eq.}$$

$$= \tau_{eq.} / (G_0 \cdot (G_{eq.} / G_0))$$

$$\tau_{eq.} = 0.65 \cdot (\alpha_{max} / g) \cdot \sigma v \cdot \gamma d$$

$$\gamma d = 1 - 0.015 \cdot z$$

$$G_{eq.} / G_0 = 1 / (1 + \gamma_{eq.} / \gamma ref.) \quad \text{(Hardin-Drnevich の骨格曲線)}$$

これより、

$$\gamma_{eq.} = 1 / ((1/\alpha) - (1/\gamma ref.))$$

$$\alpha = 0.65 \cdot \alpha_{max} \cdot \sigma v \cdot \gamma d / (g \cdot G_0)$$

$$G_0 = Vs^2 \cdot \gamma_{sat.} / g$$

$$Vs = 80 \cdot N^{1/3}$$

ここにＶｓ：改良地盤のＳ波速度　Ｎ：改良後Ｎ値

Ｚ：水平変位量を照査する位置の深度

G_0：微小ひずみ時のせん断弾性係数

$\gamma_{sat.}$：地盤の飽和単位体積重量

$\gamma ref.$：基準ひずみ（せん断剛性が半減するひずみレベル）

α_{max}：地表面最大加速度

σv：地盤の土被り荷重（全応力）　ｇ：重力加速度

(3) 修正 STRAIN METHOD

(2)の時松・Ｓｅｅｄ法では、地盤のせん断ひずみ量はひずみ依存性を考慮したせん断剛性率と地震時のせん断応力の比率として求められ、地盤条件としては、Ｎ値から算定されるＳ波速度のみがﾊﾟﾗﾒｰﾀｰとなる。一方、建設省土木研究所では、砂供試体に繰り返しせん断を加えた際のせん断ひずみの大きさを実験的に求め、これを回帰式で表した結果を永久変形解析の中で用いている[1]。以下に示す方法は、この実験式によって改良地盤のせん断ひずみを算定し、これに層厚を掛け合わせて水平変位量を求めるものである。室内試験の回帰式は、以下に示すように動的せん断応力比、主要動の繰り返し回数、初期せん断応力、相対密度等をﾊﾟﾗﾒｰﾀｰとしており、これらの条件をすべて考慮したうえで水平変位量を算定することが可能となる。また、室内試験においては動的せん断応力の大きな条件では供試体内に過剰間隙水圧が発生した状態でのせん断ひずみを実測していることから、有効応力の変動の影響も間接的に考慮したものといえる。密な砂のサイクリックモビリティの影響も、同じく回帰式に反映されている。ただし、回帰式は豊浦砂に対して求められたものであるため、回帰式中の各係数が実地盤と必ずしも整合しないこと、主要動の繰り返し回数に関する波形の補正係数の取り方（Ｌ１とＬ２の違い）などに課題が残される。

$$Uh(z) = \gamma_{lab.} \cdot Z$$

$$\gamma_{lab.} = N_c^{0.721} \cdot (\tau d / \sigma m')_{eq.}^{2.241} \times \exp\{-3.299 \cdot ((\sigma a - \sigma r)/2\sigma m') - 0.083 Dr + 8.472\}$$

$$(\tau d / \sigma m')_{eq.} = 0.65 \cdot \tau dmax. / ((1+2K_0)/3 \cdot \sigma v') = (3/(1+2K_0)) \cdot 0.65 \cdot (\alpha_{max}/g) \cdot (\sigma v'/\sigma v) \cdot (1 - 0.015z)$$

$$(\sigma a - \sigma r)/2\sigma m' = (1-K_0)\sigma v'/(2(1+2K_0)/3\sigma v') = 3(1-K_0)/(2(1+2K_0)) = \text{一定値}$$

$$Dr = 21\sqrt{(N/(\sigma v' + 0.7))}$$

(Meyerhof 式。単位 kgf/cm²)

ここにＮｃ：主要動の繰り返し回数

Ｚ：水平変位量を照査する位置の深度

α_{max}：地表面最大加速度

σv：地盤の土被り荷重（全応力）

$\sigma v'$：地盤の有効土被り荷重

ｇ：重力加速度

K_0：静止土圧係数

なお、地震波形に関する補正係数は上式では０．６５を用いているが、Ｌ１、Ｌ２を念頭に置いた場合には、新道路橋示方書の考え方等を参照して別途補正係数を設定する必要がある。

(4) 限界ひずみ法

Ｌ２レベルの大規模地震動に対して地震力の大きさや波形の補正係数を設定することは現状においては容易ではない。このような場合、砂地盤に生じる限界のひずみ量を用いて水平変位量の上限値を算定する方法が考えられる。図-5.2.2(a)は、時松・Seed(1986)[3]により実験的に求められた砂の限界ひずみを相対密度に対してまとめた結果を示す。これより相対密度と限界せん断ひずみの関係を図-5.2.2(b)のように定式化し、水平変位量の算定式に供することとした。この場合、水平変位量の算定式は下式のようになる。地中構造物の残留浮き上がり量の解析結果[5]によると、改良部の相対密度が８０％以上あれば浮き上がり量が大きく低減されることが判っているが、図-5.2.2(b)からは、このような相対密度であれば、地震中の水平変位も同時に大きく低減されることがうかがわれる。

$$Uh(z) = \gamma_{max} \cdot Z$$

$$\gamma_{max} = 110 \cdot \exp(-0.102Dr)$$

$$Dr = 21\sqrt{(N/(\sigma v' + 0.7))}$$

ここに　N：改良後N値

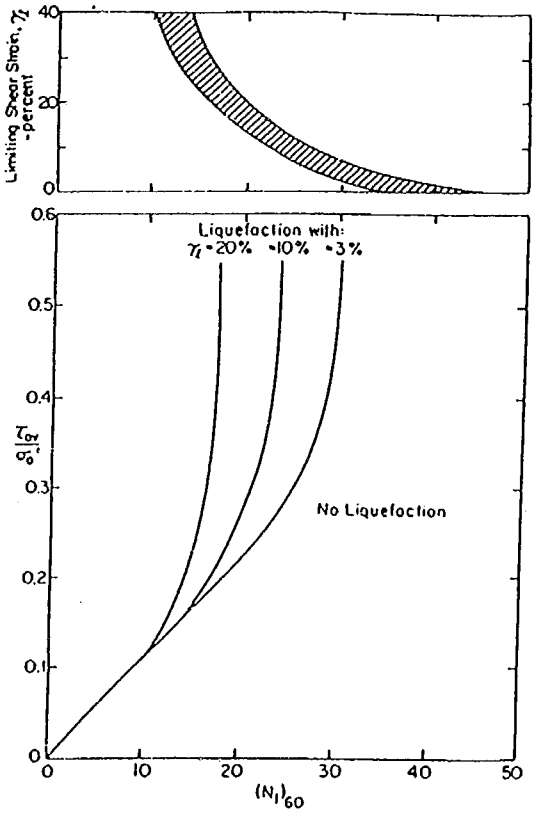


図-5.2.2(a)　Seedによる限界ひずみのデータ

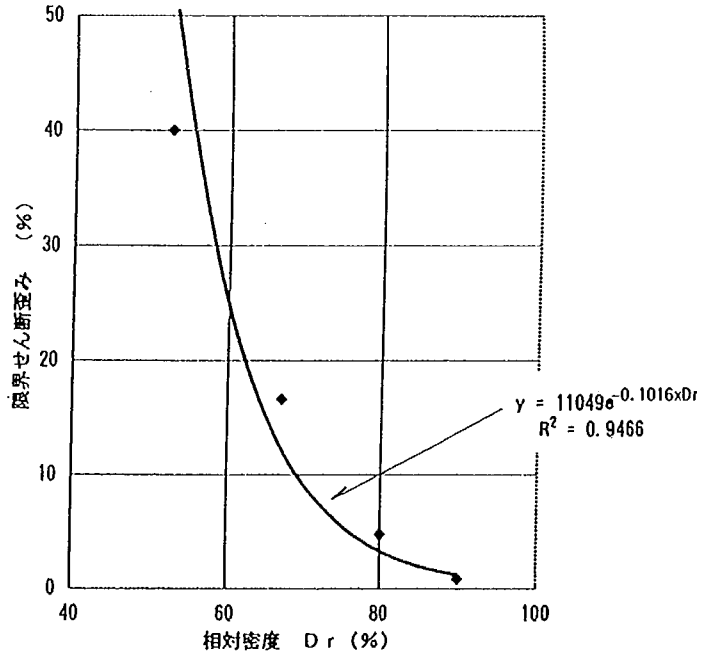
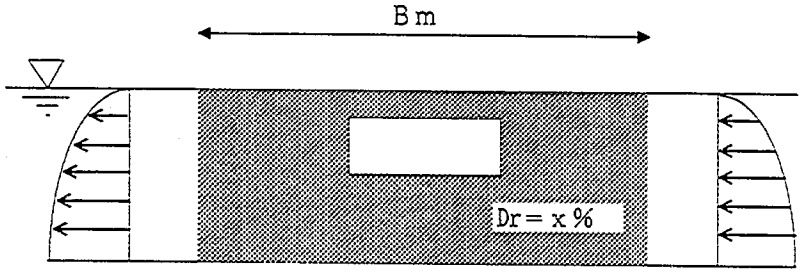


図-5.2.2(b)　限界ひずみの定式化

(5) 梁、平面ひずみモデル

以上に示した手法は、いづれも改良幅の影響を考慮することができない（Ｂ／２以上であれば、一次元の成層地盤と同じと仮定)。一方、深層混合処理工法による地盤変状抑止の設計法の中には、改良地盤を弾性体と考えて版理論の適用を試みた事例が見られる[6]。以下では、これを参照して改良地盤を梁、もしく

は弾性平面ひずみ版と考えた場合の水平変位の計算方法を示す。図-5.2.3に、両者のモデル化および荷重の考え方、水平変位の算定式等を一括して示す。本手法は、改良幅を考慮できる他、改良部の外からの液状化層の動水圧など改良部分に加わる外力を用いた、固化系工法に比較的近い設計手法といえる。



h＝15m

Dr=ｖ％の
単一地盤

Dr＝	60 %
Gs＝	2.636
e max＝	0.983
e min＝	0.609
e＝	0.759
γsat＝	2.068 tf/m³

液状化時に改良体に加わる動水圧

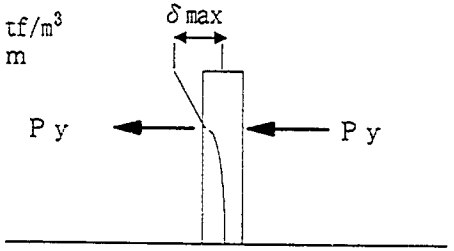
（未改良部は完全液状化と考える）

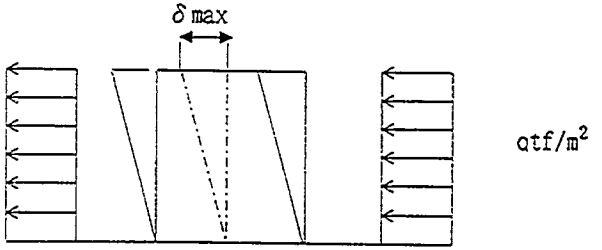
$Pdui = \pm 7/8 \cdot Kh \cdot (\gamma w \div Rui \cdot \gamma i) \cdot \sqrt{(hi \cdot zw)}$

$\Sigma Pdui = \pm 7/12 \cdot Kh \cdot \gamma sat \cdot h^2$

$= 51.19\ tf/m^2$

Kh＝	0.2
γsat＝	1.95 tf/m³
h＝	15 m





改良部の物性値を以下の値とすれば

γsat＝	2.068 tf/m³
σv'(z=10m)＝	1.068 kgf/cm²
N＝	14

改良体を単純梁とした場合の変位量

B＝	11.7 m
E＝	1010 tf/m²
I＝	133 m⁴
β＝y/h＝	0.6

$\delta max = 2 \times \{P h^3 / 6EI \cdot (-\beta^2 \div 3\beta^3)\}$

$= 36.91\ cm$

弾性平面ひずみ盤と考えた改良体の変位量

2×qtf/m²＝	6.825 tf/m²
ν＝	0.3
ν'＝	0.429 ＝ν/(1-ν)
B＝	11.7 m
C＝	5.85 m (=B/2)
E＝	1010 tf/m²
E'＝	1110

$\delta max = q / E' \{3L^2 / 5c \div 3L^4 / 16c^3 - (65c \div 2\nu' c) / 80\}$

$= 17.93\ cm$

図5.2.3　梁、平面ひずみモデルの考え方

5.2.3 水平変位の算定事例と簡易算定法の課題

図-5.2.4 に示すような地盤モデルを用いて、5.2.2 に示した各算定法により地中構造物の水平変位量の算定を行った。地盤は深度１５ｍとし、改良地盤の締固め度を相対密度で６０％～１００％まで変化させて計算を行っている。

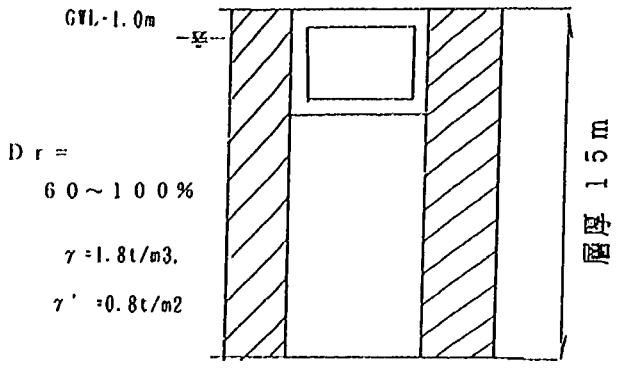


図-5.2.4　計算に用いた地盤条件

図-5.2.5 にはまず、共同溝設計指針の手法（応答変位法）により水平変位を求めた結果を示す。前述したように、本手法では締固めの効果はＮ値を介してＳ波速度に反映される。地震動の大きさを考慮することはできない。算定された水平変位は１cm 前後とかなり小さく、また相対密度によって大きくは変わらない結果を与えている。これは、Ｓ波速度に対してＮ値の変化が１／３乗でしか効かないことによる。計算された値はかなり小さい印象を受けるが、例えば大地震時の剛性低下を考慮しようとすれば、せん断剛性を適当に低減して用いる方法が考えれる。せん断剛性を１／１００に低減する場合、Ｓ波速度が１／１０となるため（$G_0 = Vs^2 \cdot \rho$）、図の値をすべて１０倍すればよいことになる。変位量は１０cm 程度となるが、この場合も相対密度に対する水平変位の変化傾向は変わらない。

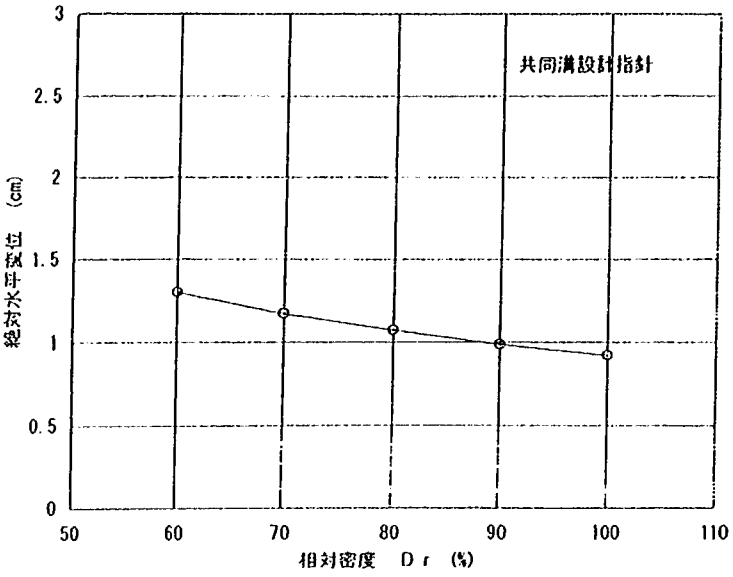


図-5.2.5　共同溝指針の手法による算定結果

時松・Ｓｅｅｄ法（STRAIN METHOD）による算定結果を図-5.2.6 に示す。本式では、Ｓｅｅｄの手法による地震時せん断応力比を計算に用いているため、入力地震動の大きさを考慮することができる。図中には地表面最大加速度 200、400、600gal の結果を示したが、この順に変形量が増大する結果を与え、最大で数 cm 程度の水平変位が算定されている。なお、本式では地盤材料の基準ひずみ（せん断剛性が半減するひずみレベルに相当）を 1×10^{-3} に仮定して用いた。計算結果はこの値のとりかたに大きく依存するため、室内試験結果等から実状に即した値を設定する必要がある。また、入力地震動を考慮できるとはいえ、本式の適用領域はあくまで等価線形の範囲内にあり、有効応力の変動を伴うような地盤の軟化現象には適用できない。このため、本手法で計算される変位量も比較的小さな値を与える結果となっている。地盤改良の効果がＮ値を介してＳ波速度に反映されている点は共同溝設計指針の手法と同一であり、相対密度の影響度合いについては、この換算式の特性によるものと言える（いづれの手法も密な砂の特性を本質的に表現しえない）。

いづれにしても、これらの手法では大変形の問題を扱いづらいこと、締固めによる地盤の強度増加、密

な砂の特性を十分に表現できないことから、その適用性に関しては疑問が残る。

図-5.2.7には、豊浦砂に対する室内実験回帰式を用いた修正STRAIN METHOD、および限界ひずみ法による算定結果を併記した。修正STRAIN METHODは、本研究の中で新たに提案した手法である。地震時荷重にＳｅｅｄの手法を用いる点は同様であるが、せん断歪みの算出に室内のねじり試験結果（土研による実験式）をそのまま用いている。この場合、せん断応力比の増大に伴う地盤の剛性低下の現象等は、室内試験時に供試体に生ずる実現象として反映されている可能性が高い。図より、本手法による変位量は相対密度により大きく異なり、相対密度が小さな場合には数十cm以上の変形を、相対密度８０％以上ではこれが急激に減少する結果となっている。相対密度が８０％以上になると水平変位が急激に減少する傾向は、既往実験データの回帰式が砂のｻｲｸﾘｯｸﾓﾋﾞﾘﾃｨを実際に反映させたものであることによる。なお、Ｌ２相当の６００gal 入力の場合、変形量がかなり大きくなる結果を与えているが、直下型地震の場合には、波形の補正係数について、もう少し小さめの値を与えることも可能と思われる（主要動の繰り返し回数を、ショック型として低減するなど)。また、限界ひずみ法による結果は修正STRAIN METHODによる結果の上限近くの値を与えており、データの出どころは全く異なるものの、上限値を与える、との位置づけと整合する結果となっている。

図-5.2.7の結果は、水平変位の絶対値を与えている。実際の構造物にとっては、液状化層厚が変化したり、非液状化層との境界部で地中構造物の長手方向に相対変位が発生し、構造物にズレが発生することが問題となる。図-5.2.8は、液状化層厚差が５ｍの場合の相対変位を示した。相対密度を８０％以上とすれば、問題となる相対変位は１０cm以下に抑えることができる。地中構造物の永久変形解析結果によると、締固め地盤の相対密度を８０％以上とすることで地震終了後の残留浮き上がり量を大きく低減できることがわかっている[5]。相対密度８０％という数字は、締固め改良の効果の安定性を十分に保障する、一種の「しきい値」に相当するものと言えるのではなかろうか。

図-5.2.9には梁および平面ひずみモデルの算定結果を示す。地震力は200gal相当とし、改良体への設計震度として０．２を用いている。このモデルでは改良範囲、改良地盤の締固め度の他、外力の評価の仕方などが計算結果に影響を与えるが、図のように１０cm～数１０cmの変形量を与える結果となった。図中には梁モデルで改良範囲をＢ／２＋損傷領域程度に設けた場合の結果を併記したが（△印)、損傷域を考慮しない場合（○印）に比べると変形量が大きく低減され、改良域の幅が計算結果に大きく影響していることがわかる。本手法では相対密度の増加に対して変形量が線形的に減少する。これは、改良部の変形係数とＮ値の関係に線形関係を仮定しているためであり、密な砂のねばり強さを考慮しようと思えば、相対密度と変形係数の関係をより実状に即したものに変える必要があろう。

図-5.2.10には、これら各手法の算定結果を比較して示した（200GAL相当)。今まで述べてきたように、その下限は共同溝設計指針やSTRAIN METHOD法に、上限は限界ひずみ法に相当する。修正STRAIN METODや梁、平面ひずみモデルはその中間的な値を与えることがわかる（修正共同溝は、せん断剛性を１０倍にした結果)。縦軸の値は絶対変形量であることに留意を要する。実際の構造物の設計では、相対水平変位、あるいはこれを構造部スパンで除した変形角などが重要となろう。

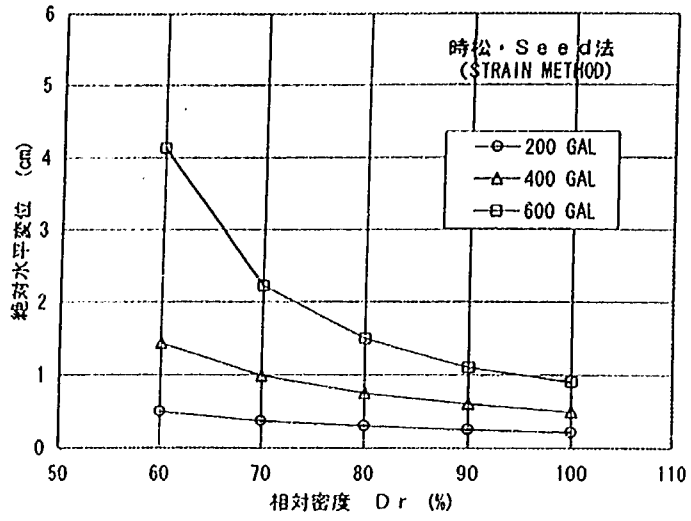


図-5.2.6 時松・Ｓｅｅｄ法 (STRAIN METHOD)による算定結果

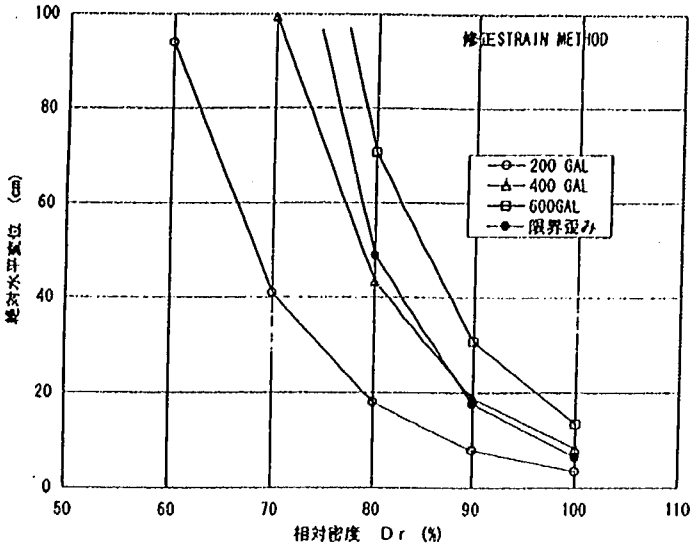


図-5.2.7 修正STRAIN METHODによる算定結果 (絶対変位)

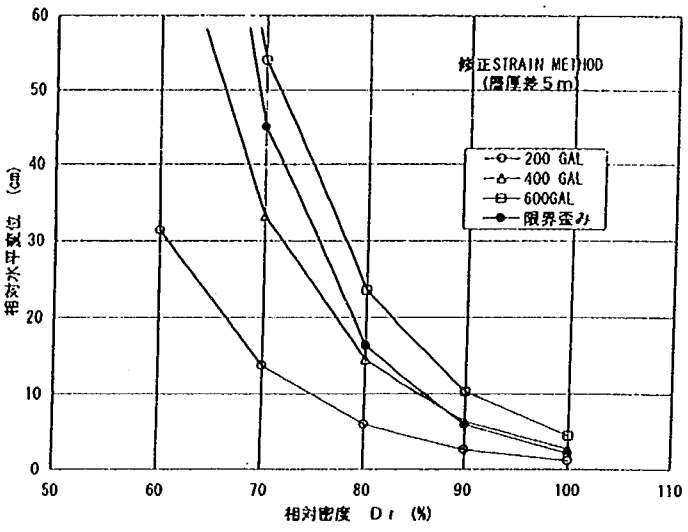


図-5.2.8 修正STRAIN METHODによる算定結果 (層厚差５mでの相対変位)

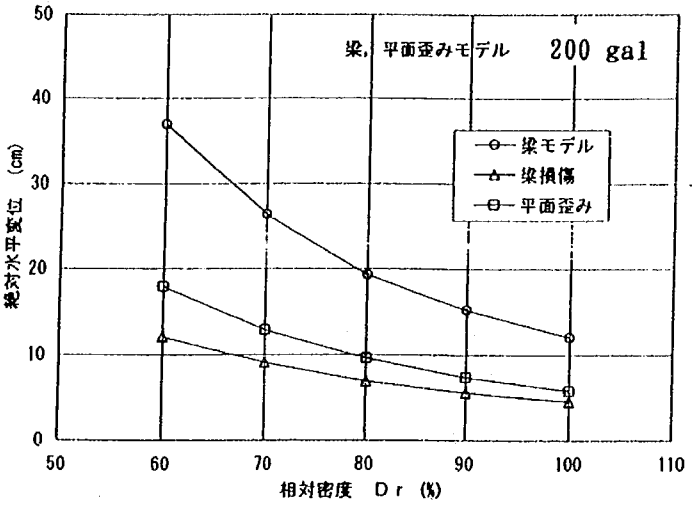


図-5.2.9 梁・平面ひずみモデルによる算定結果

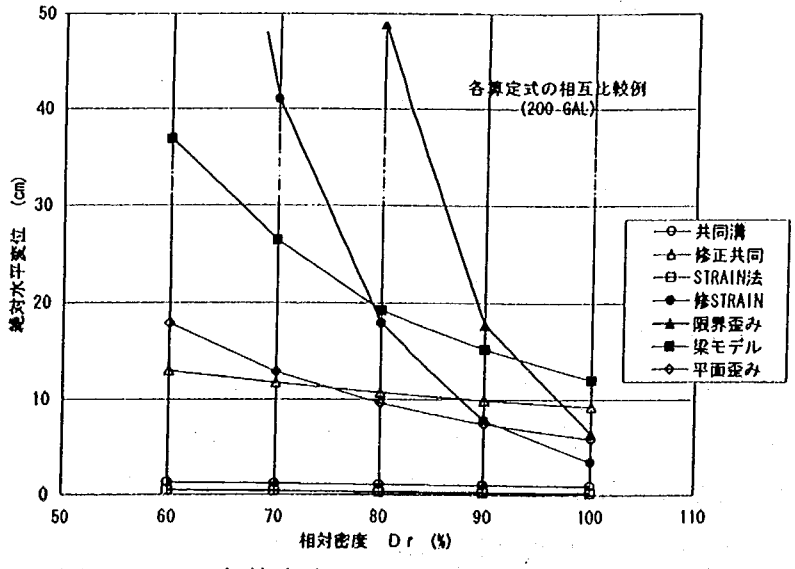


図-5.2.10 各算定式による水平変位量の相互比較例

地中構造物の水平変位量を簡易に算定する手法について、若干の試計算を行って検討を加えた。これらはあくまで一提案であり、実現象や模型実験結果との比較検証を全く行っていないことを付記しておく。実設計に際しては数値解析等を用いた詳細な照査を行うことが望ましかろう。最後に、本検討に関する今後の検討課題を以下に示す。

① 実事例や模型実験データとの比較による妥当性の検証。

② 修正 STRAIN METHOD 法については、既往実験式が豊浦砂に対するものである事に課題が残る。例えば、現地材料の液状化試験結果等があれば、これに対するﾌｨｯﾃｨﾝｸﾞを行って回帰式の係数を修正するなどの方法が考えられる。

③ 改良幅が水平変位に及ぼす影響について、平面ひずみモデル等の適用性や実証を含めた検討が必要。

④ 修正 STRAIN 法がＬ２相当の入力地震動に対してかなり大きな変位量を与えていることから、波形補正の係数等を含めた検討が必要（ただし、実データとの比較検証が前提）。

（前田建設工業）

参考文献

1) 吉見吉昭：「ねばり強さ」に関する液状化対策の評価基準、土と基礎、Vol.38、No.6、 pp.33～38、1990.

2) 日本道路協会：共同溝設計指針、1986.

3) Tokimatsu, K. and Seed, H.B. :Simplified Procedures for the Evaluation of Settlements in Sands due to Earthquake Shaking, J. Geotech. Eng., Vol.113, No.8, pp. 861～878, 1987.

4) 山根行弘・島津多賀夫・古関潤一・古賀泰之：初期拘束応力状態及びせん断応力を変えた飽和砂の永久変形特性、土木学会年次学術講演会、Vol.47、pp.216～217、1992.

5) 建設省土木研究所ほか：液状化対策工法の開発に関する共同研究報告書、6.4 地盤改良範囲の設計法に関する検討、平成８年度.

6) 小川伸吉・酒井成之・田中幹彦：深層混合処理工法による杭式改良地盤の簡易な変形予測手法について、セメント系安定処理土に関するシンポジウム発表論文集、地盤工学会、pp.217～222、平成８年２月.

5.3 地中構造物の動的有効応力解析（その３）

5.3.1 解析の目的

下水道処理施設のような面状地中構造物および共同溝施設のような線状地中構造物が液状化の可能性のある緩い砂地盤に設置された場合、大規模地震の発生で地盤が液状化することにより当該地中構造物に大きな被害を与えることが予測される。これを防ぐための地盤改良を中心とした液状化対策を計画するに当たり、当該地中構造物が周辺地盤の液状化によりどのような挙動をし、地震後にどの程度変位・変形が残留するかについての情報が有用である。これらの情報は過去の地震被害調査結果および実験的・解析的研究から得られている。しかし当該共同研究で対象にしている面状構造物のような比較的広い平面を持つ地中構造物と細長い形状を持つ線状構造物を同一条件で比較できるような情報は少ない。そこで当該構造物の液状化時挙動情報を得るため、動的有効応力解析による地震応答解析を用いた液状化解析を実施した。用いた解析プログラムコードＭｕＤＩＡＮは、地震に関する静的・動的非線形解析コードとして開発されているが、特に液状化解析の実績が多い。

平成５年度は、入力条件の整備および面状構造物の解析を実施した。平成６年度は、構造物の偏載荷重を有する面状構造物および線状構造物を採り上げ解析を実施した。平成８年度は、面状構造物の三次元解析と二次元解析の比較をすることを目的にして、三次元解析とそのメッシュの二次元断面の二次元解析を行い解析結果の直接的比較を行い、二次元解析を用いて三次元解析結果を予想する資料として整理した。併せて、これまでの検討結果のとりまとめを行った。

なお、本解析で用いた動的有効応力解析法については平成５年度の報告書[1]を参照されたい。

5.3.2 解析条件

(1) 地盤条件および構造物条件

解析に用いた地盤の条件を表-5.3.1 に示す。液状化の可能性のある緩い砂質土層がＧＬ－20ｍまで堆積し、その下に比較的堅い粘性土層が続いているとした。砂質土層はＧＬ－15ｍまでのかなり緩い土層とその下ＧＬ－20ｍまでのやや締まった土層の２層に分かれている。砂質土層は非線形材料、粘性土層は線形材料として扱った。地下水位はＧＬ±０ｍに設定した。砂質土層の液状化強度曲線を図-5.3.1 に示す。地盤条件の設定に当たっては、ＳＡＤＡＰによる一斉解析に用いた条件に合わせることの意義も考慮したが、非線形解析のもつ計算の複雑さおよび条件設定に必要な期間を考慮して、過去に計算実績のある地盤条件を参考に図のように設定した。

解析に用いた地中構造物の諸元を図-5.3.2 に示す。同図(a)は下水処理施設の沈澱池をモデル化したもので、2tf/m^{2}の偏載荷重を分布荷重として作用させたモデルである（偏載荷重のない場合と比較し、周辺地盤が液状化した場合の偏載荷重が面状地中構造物の変位挙動に及ぼす液状を調べる)。構造物は鉄筋コンクリート製で、偏載荷重が無く空の状態での浮力に対する常時の安全率は 1.17、液状化時には 0.65 の安全率を持つように設定してある。同図(b)は堀割道路をモデル化したもので、鉄筋コンクリート製である。空の状態での浮き上がりに対する常時の安全率は 1.17、液状化時には 0.65 に設定してある。表-5.3.1 の

構造物の解析用定数は、構造物が空の状態を想定し、これと全体重量および剛性が等価な密実な構造物に換算した、見かけの値である。

表-5.3.1　地盤および構造物の解析用定数

項目 土層名	深度	N値	γt (tf/m³)	ν 動的	ν 静的	φ	c (tf/m²)	透水係数 (m/s)	間隙率	G (tf/m²)	Vs (m/s)	材料特性
液状化層 No.1	GL±0.0m	7	1.8	0.49	0.30	36.0°	0.0	3.8E-5	0.53	3700.0	178.7	非線形
液状化層 No.2	GL-15.0m	14	1.9	0.49	0.30	38.0°	0.0	2.89E-5	0.47	12000.0	222.1	
支持層	GL-20.0m GL-30.0m	16	1.8	0.49	0.30	--	--	1.0E-15	0.53	13500.0	231.7	線形
構造物	面状構造物 (本　体)		0.977	0.17		ヤング係数(tf/m²) 8.6E+5						
	面状構造物の偏載荷重用構造物		0.4	0.33		2.1E+5						
	線形構造物		0.975	0.17		8.3E+5						

ダンパー要素の波動伝播速度支持層の地盤と同一とする

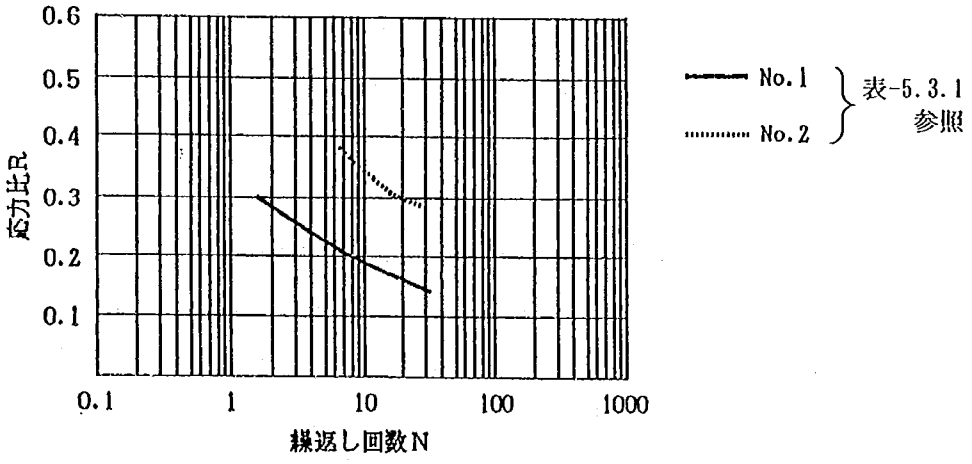
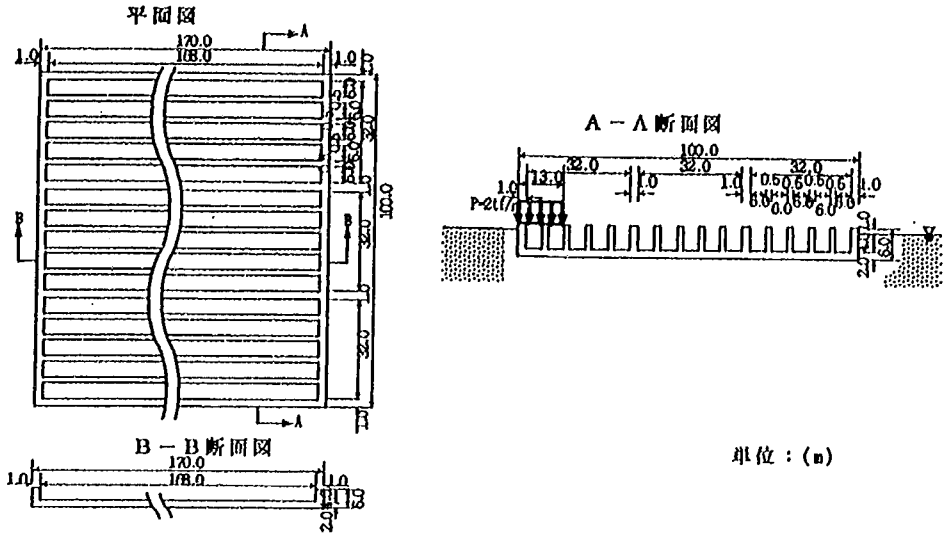
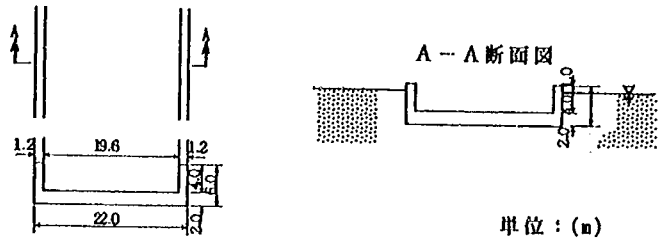


図-5.3.1　液状化強度曲線



(a)偏載過重のある面状地中構造物の解析モデルの諸元



(b)掘割道路モデル

図-5.3.2　地中構造物の解析モデルの諸元

(2) ＦＥＭモデル

解析に用いた二次元解析用ＦＥＭモデルおよび三次元解析用ＦＥＭモデルをその境界条件と併せて図-5.3.3 に示す。地盤部分のモデルは、これまで解析を実施してきた二次元解析モデルと対応させるため、平面を 300m×370m、深さを 30mとした。地盤モデルの最下部に位置する支持層は線形材料、その上の砂層（液状化の可能性のある層）は非線形材料に設定した。面状地中構造物をモデル全体の中央部に位置させ、地震動の加振方向は面状構造物の短辺方向（X方向）とした。二次元モデルには面状構造物の短辺方向を採用した。三次元解析モデルは長辺方向の中央部で対象条件が成立するため長辺方向の中央部からの半分だけをモデル化した。面状構造物の自重は平面的に均一分布しており、積載荷重は存在しなく、ＦＥＭ要素としてはソリッド要素を用いた。ＦＥＭモデルの底面は粘性境界に、加振直角方向（X面）の側面境界および加振方向の側面（Z面）の境界はフリー、対象条件の中央面としての側面はZ方向の自由度を固定した。

(3) 入力地震波

入力地震波を図-5.3.4 に示す。この地震波は、解析コードＳＡＤＡＰにより一斉解析のために準備されたレベル２相当の大地震用人工地震波である。動的有効応力解析用に多少の変更を加えてある。変形の詳細は平成５年度の報告書[1]を参照されたい。

入力地震波には図-5.3.3のＦＥＭモデル底面の粘性境界を介して、図-5.3.4の加速度波を入射波として用いた。

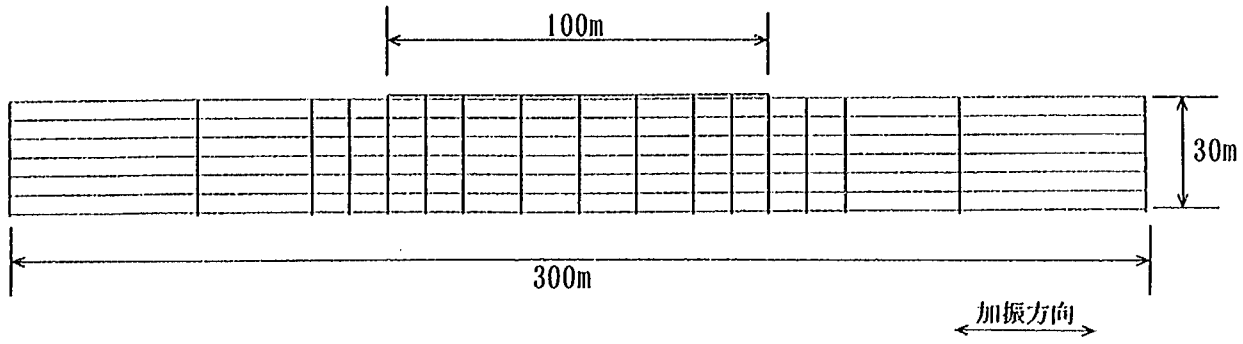


図-5.3.3(a)　FEMモデル　二次元解析用

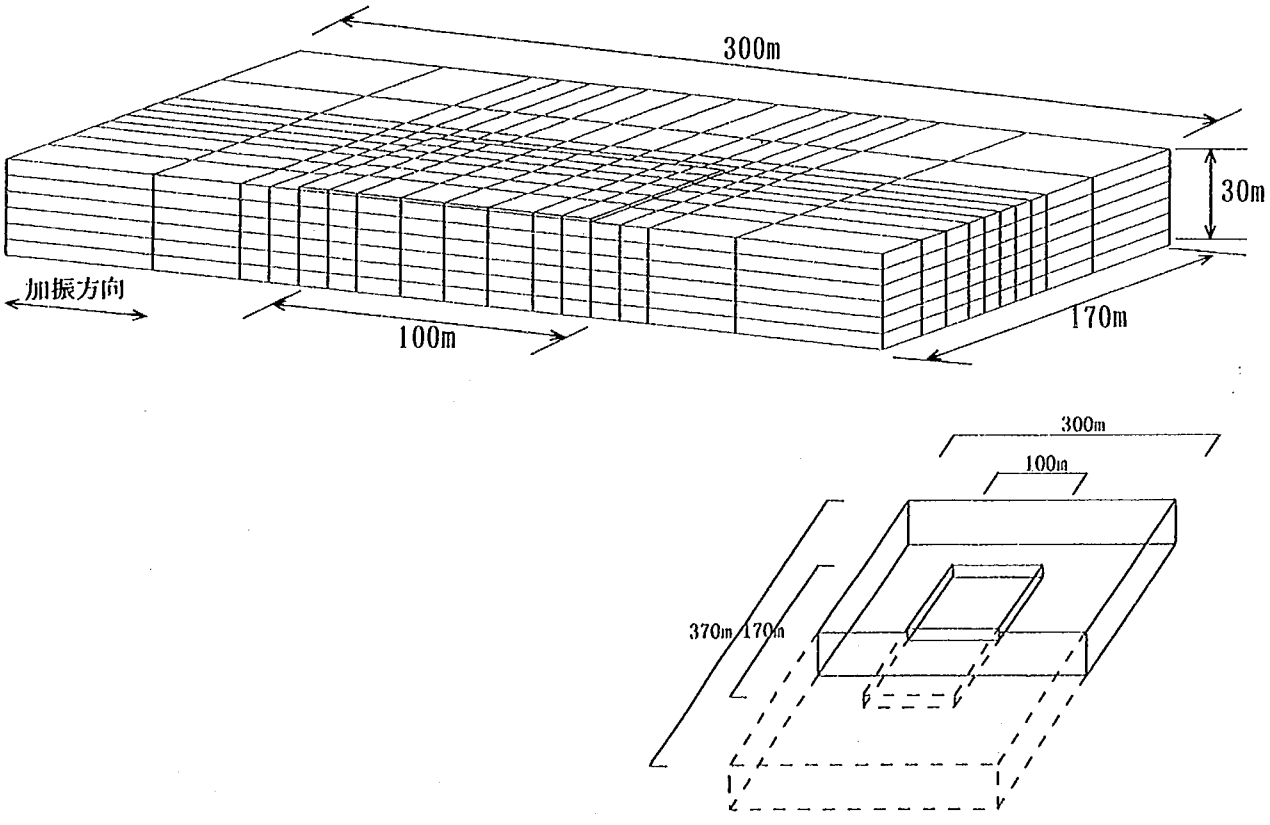
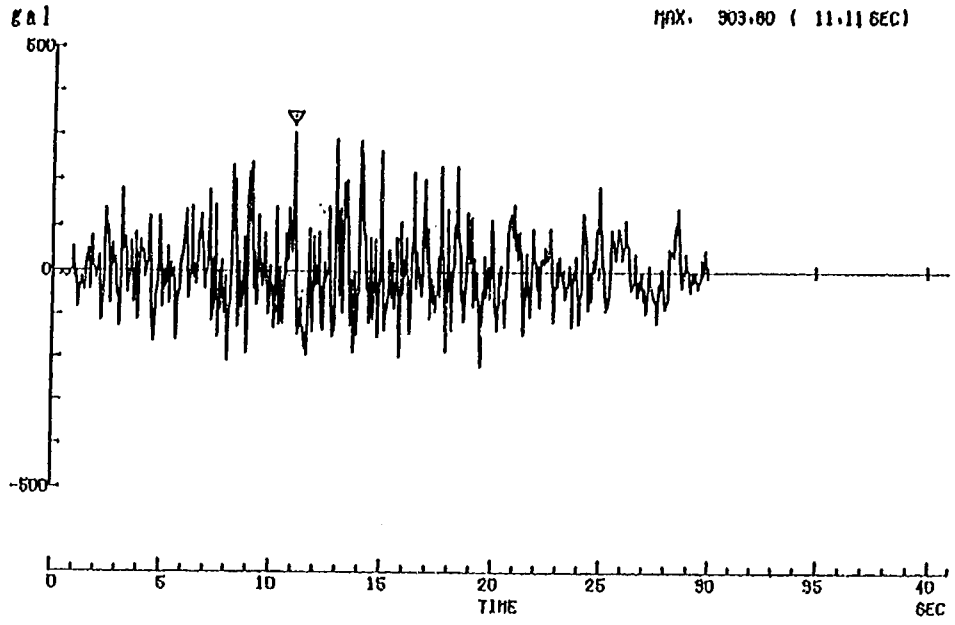
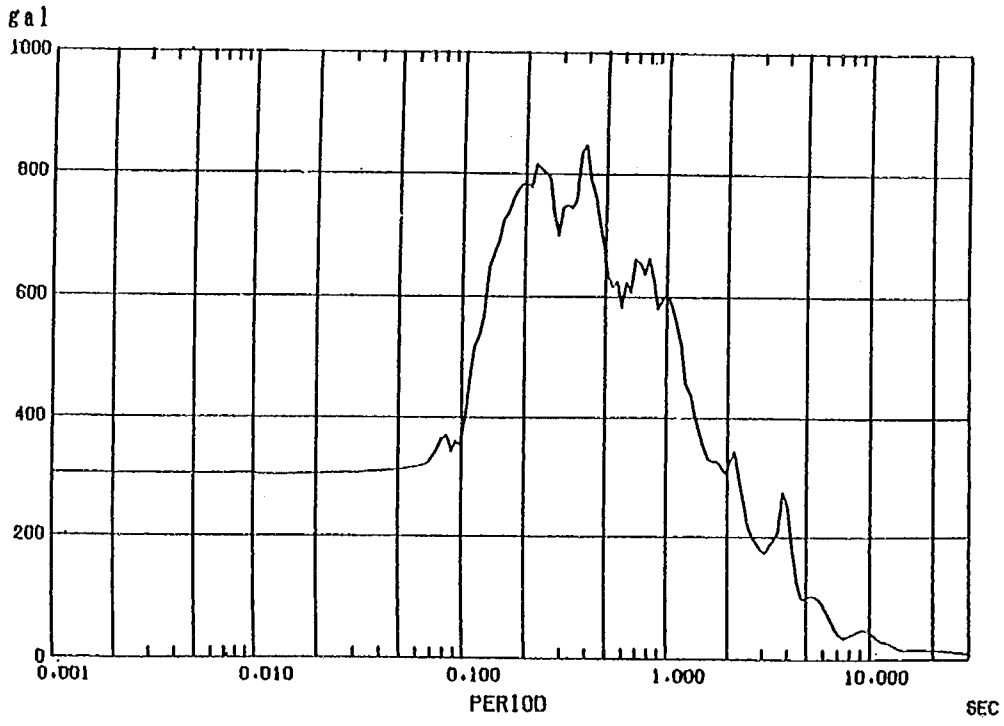


図-5.3.3(b)　FEMモデル　三次元解析用



(a) 入力加速度波形



(b) 入力加速度波の応答スペクトル (h=5%)

図-5.3.4 入力地震波

5.3.3　解析結果

(1) 測線

解析結果を表示するために二次元解析では図-5.3.5(a)に示す A から D の測線を、三次元解析は図-5.3.5(b)に示すような A1 から D2 までの測線を設定した。過剰間隙水圧のような要素の結果は測線の斜線部分の値を採用している。また、加速度のような接点の結果は二次元解析では測線上に示す b 点から d 点の値を、三次元解析では b1 点から d2 点の値を採用している。以下の解析結果の比較では、二次元解析の A 測線と三次元解析の A1, A2 測線という形で比較を行っている。

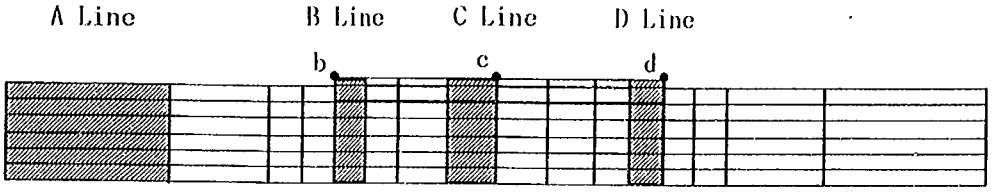
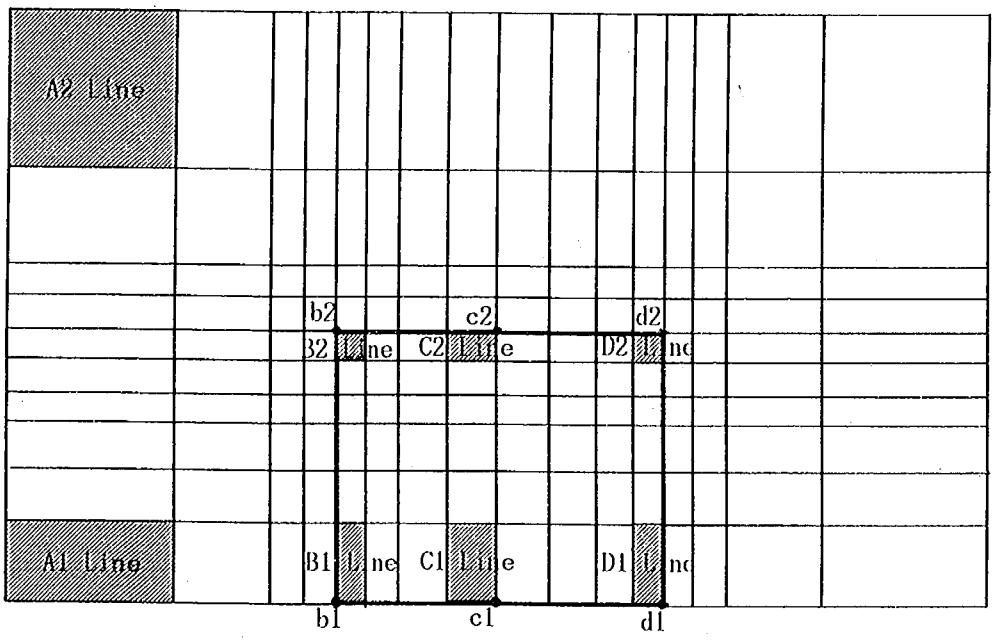
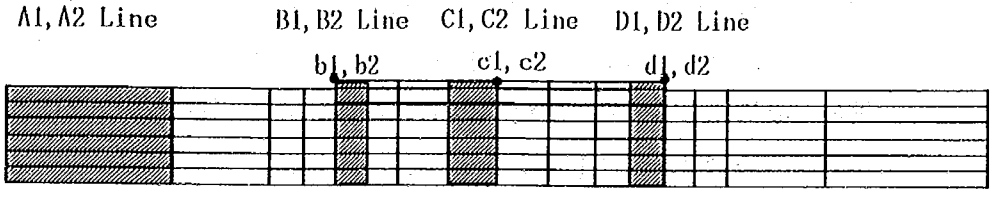


図-5.3.5(a)　測線の位置　二次元解析



三次元解析　平面図



三次元解析　断面図

図-5.3.5(b)　測線の位置　二次元解析

(2) 解析結果比較

過剰間隙水圧

構造物から離れた地点(自由地盤)での過剰間隙水圧の時刻歴の比較を行う。二次元解析のA測線と三次元解析のA1、A2測線における液状化層No.1(上部3層GL-15m以浅)の過剰間隙水圧の時刻歴を図-5.3.6(a),(b),(C)に示す。図には各地点での初期鉛直有効応力を併せて示している。両解析の各地点とも同一深度の過剰間隙水圧の時刻歴はほぼ同じ結果となっており、二次元解析と三次元解析、また三次元解析での測線での違いはほとんどなかった。各結果とも、GL-2.5mの深度では過剰間隙水圧は加振後約4秒で最大となっており、その値は初期鉛直有効応力の2tf/m²にほぼ等しく地盤が液状化していることがわかる。それ以深のGL-7.5m、GL-12.5mの深度では、加振後過剰間隙水圧は上昇しているもの初期鉛直有効応力には達しておらず地盤は完全に液状化していないことがわかる。

構造物下にある地盤内の過剰間隙水圧の時刻歴の比較を行う。構造物の端部下に位置する二次元解析のB測線と三次元解析のB1,B2測線における液状化層の過剰間隙水圧の時刻歴を図-5.3.7(a),(b),(c)にそれぞれ示す。図-5.3.7(a),(b),(c)からわかるように、二次元解析と三次元解析の中央断面での結果は、各深度ともほぼ一致している。また、初期鉛直有効応力の値が他の2結果と少し異なる三次元解析の端部断面での結果も、GL-17.5mの深度の結果が若干異なる点を除いて他の2結果とほぼ同じとなっている。各結果とも、GL-7.5m,-12.5mの液状化層は加振後過剰間隙水圧が上昇し初期鉛直有効応力に達しており、完全液状化していることがわかる。一方、GL-17.5mの深度では過剰間隙水圧は初期鉛直有効応力まで達しておらず、液状化していないことがわかる。また、GL-7.5mの深度では加振終了後に過剰間隙水圧の上昇が認められる。この過剰間隙水圧の上昇は、下層もしくは構造物中央下からの水の流れに起因するものと考えられる。

構造物中央下に位置する二次元解析のC測線及び三次元解析のC1,C2測線に位置する液状化層の過剰間隙水圧の時刻歴を図-5.3.8(a),(b),(c)にそれぞれ示す。構造物中央下においても二次元解析の結果と三次元解析の中央断面での結果はほぼ同じとなっている。ただし、三次元解析の端部断面での結果は他の2結果と異なる結果となっている。特にGL-7.5mの深度では、前者2結果と三次元解析の端部断面での結果は大きく異なっている。前者2結果は過剰間隙水圧が初期鉛直有効応力以上に上昇しており地盤が液状化しているが、後者は過剰間隙水圧が初期鉛直有効応力に達しておらず地盤は液状化していない。また、加振終了後において、前者2結果の過剰間隙水圧はほぼ一定であるのに対して、後者のそれは上昇していることがわかる。加振終了後の過剰間隙水圧の上昇は前述した構造物端部下での結果(図-5.3.7)にも認められており、構造物中央下での行き場のない水が構造物の端部下に流れてくることが原因と考えられる。

GL-12.5mの液状化層では二次元解析の結果、三次元解析の両地点の結果とも過剰間隙水圧が初期有効鉛直応力に達しており、地盤が液状化している。また、GL-17.5mの深度では各結果とも過剰間隙水圧は初期鉛直有効応力に達しておらず、地盤は液状化していないことがわかる。

構造物上の水平加速度

二次元解析と三次元解析それぞれの構造物上部での水平加速度の時刻歴を図-5.3.9(a),(b),(c)に示す。

二次元解析において構造物左端と中央の結果はほぼ同じとなっている。また、三次元解析においても各点ともほぼ同じ結果となっている。また、二次元解析と三次元解析の違いもほとんどなく、ほぼ同じ結果となっている。各結果とも水平加速度は、構造物下の液状化層の液状化の影響により、加振後5s前後より長周期化した水平加速度波形となっていることがわかる。

水平変位

二次元解析と三次元解析それぞれの構造物上部での水平変位の時刻歴を図-5.3.10(a),(b),(c)に示す。二次元解析における構造物上部3点での水平変位の時刻歴は定量的にほぼ同じとなっている。b点からd点の最大水平変位は35.6cm（時刻26.5s）と同じである。また、三次元解析においても各点の水平変位の時刻歴結果はほぼ同じで、b1点からd2点の最大水平変位は約36.3cm（時刻26.5s）と同じである。

二次元解析と三次元解析の結果の違いもほとんどなく、最大水平変位量もほぼ同じで、その発生時刻も同じ結果となっている。

鉛直変位

二次元解析と三次元解析それぞれの構造物上部での鉛直変位の時刻歴を図-5.3.11(a),(b),(c)に示す。二次元解析のb点からd点の鉛直変位の時刻歴の傾向はほぼ同じで、加振後時間とともに構造物が上昇していることがわかる。また、最大鉛直変位量はb点及びc点では約1.8cmとなっており、d点では約1.4cmと他の2点より若干小さな値を示している。

三次元解析の鉛直変位の結果においても各点とも同じ傾向を示している。また、最大鉛直変位は左右で異なっており、中央断面部のb1点で約1.7cm、c1点及びd1点で約2.3cm、構造物端部断面でのb2点で約1.6cm、c2点でd2点で約2.3cmとなっている。

二次元解析と三次元解析を比較すると、その鉛直変位の時刻歴は構造物左端、中央、右端の各点で同様の傾向を示しているが、その鉛直変位量は少し異なる結果となっている。最大鉛直変位量では、二次元解析の値は三次元解析の値の約75%となっており、その分布も二次元解析の結果が右端下がり（d点の値が小さい）の結果となっているのに対し、三次元解析では左端下がり（b1,b2点の値が小さい）の結果となっている。

残留変位図

二次元解析と三次元解析それぞれの残留変位図を図-5.3.12(a),(b),(c),(d)に示す。図からわかるように、二次元解析と三次元解析の構造物中央断面の残留変位モードはほぼ同じとなっている。また、各点での残留変位量はほぼ同じ値となっている。端部自由地盤表面（図中矢印の位置）での水平残留変位量は二次元解析で約34cm、三次元解析では約37cmとなっている。

また、三次元解析における構造物端部断面（図-5.3.12(c)）の残留変位モードも構造物左端下の地盤を除き、上記の2結果とほぼ同じ傾向を示している。本断面での端部自由地盤表面（図中矢印の位置）での水平変位量は約33cmとなっている。

三次元解析における自由地盤断面（図-5.3.12(d)）での残留変位は、上記3結果の端部自由地盤の結果と同じ傾向を示している。上部3層の液状化層は水平左方向に変形しており、端部地表面（図中矢印の位置）で約31cm変形している。自由地盤断面での鉛直方向の変形はほとんど認められない。

構造物に発生する最大応力

二次元解析においてB測線での構造物（左端部）に発生した最大応力は、σx（水平方向）=5.5(tf/m²)、σy（鉛直方向）=1.6(tf/m²)、τxy=2.2(tf/m²)で、C測線での構造物（中央部）に発生した最大応力は、σx=4.8(tf/m²)、σy=1.1(tf/m²)、τxy=1.7(tf/m²)であった。これらの結果より二次元解析では、構造物端部には中心部に作用するより若干大きな応力が作用していることがわかる。

三次元解析において中央断面での、B1測線での構造物（左端部）に発生した最大応力はσx=4.9(tf/m²)、σy=2.0(tf/m²)、τxy=2.3(tf/m²)で、C1測線での構造物（中央部）に発生した最大応力はσx=4.9(tf/m²)、σy=1.0(tf/m²)、τxy=1.5(tf/m²)であった。この結果と二次元解析を比較すると、構造物左端部での最大応力は少々違いが認められるが、構造物中央での最大応力は両者ともほぼ一致している。

三次元解析において構造物端部断面での、B2測線での構造物（左端部）に発生した最大応力はσx=6.8(tf/m²)、σy=2.6(tf/m²)、τxy=2.4(tf/m²)で、C2測線での構造物（中央部）に発生した最大応力は、σx=4.4(tf/m²)、σy=1.2(tf/m²)、τxy=1.3(tf/m²)であった。これの結果は前記2結果と少々異なる結果となっており、特に構造物端部（B2測線の結果）の応力が他の地点に比較して大きくなっていることがわかる。

構造物の最大水平加速度と残留変位

二次元解析及び三次元解析における構造物上部での最大水平加速度と残留変位についてまとめたものを表-5.3.2に示す。

二次元解析及び三次元解析とも構造物の端部（b点、b1点、b2点、d点、d1点、d2点）と中央（c点、c1点、c2点）で最大水平加速度の発生時刻が異なっている。また、三次元解析に比較して二次元解析の方が、構造物の端部と中央で最大水平加速度及びその応答倍率の違いが大きくなっている。構造物中央（c点、c1点、c2点）における最大水平加速度は二次元解析も三次元解析もほぼ同じで、1m/s₂程度となっており、その応答倍率は0.5程度となっている。

表-5.3.2　構造物上部での最大水平加速度と残留水平変位

解析ケース		二次元解析			三次元解析					
接点番号		b	c	d	b1	c1	d1	b2	c2	d2
水平加速度	最大(gal)	127	105	-	119	107	-	115	104	-
	(時刻)	13.4s	1.3s		21.3s	2.7s		2.4s	1.3s	
	応答倍率	0.61	0.47	-	0.54	0.52	-	0.59	0.53	-
残留変位	水平(cm)	32.6	32.6	32.6	33.4	33.4	33.4	33.4	33.4	33.4
	鉛直(cm)	1.66	1.70	1.26	1.55	2.13	2.14	1.48	2.17	2.20
平均鉛直残留変位(平均浮き上がり量)		1.54cm			1.95cm					

水平残留変位は、二次元解析と三次元解析の結果がほぼ同じとなっている。水平残留変位の構造物の位置でのばらつきは両解析ともないことがわかる。また、鉛直残留変位は両解析とも構造物の各点で異なっていることがわかる。そして、二次元解析では構造物右端（d 点）の浮き上がり量が小さく、三次元解析ではその逆の構造物左端の浮き上がり量（b1 点、b2 点）が小さくなっており、両解析で逆の結果となった。また、浮き上がり量の平均値は、三次元解析の方が二次元解析より大きく、二次元解析の平均浮き上がり量は三次元解析の浮き上がり量の約 75%となっている。これは、三次元解析において奥行き方向の周辺地盤が構造物下へ回り込むことに原因があると考えられる。ただし、このような両解析結果での浮き上がり量の違いは、初期の地盤内応力の違いや、解析境界の影響等が関係すると考えられ、構造物の形状や重量により二次元解析と三次元解析の浮き上がり量の比率は変わってくると考えられる。

まとめ

面状地中構造物の動的有効応力解析において、二次元解析と三次元解析の比較を行った。二次元解析結果と三次元解析の中心断面の結果は、構造物下の地盤の過剰間隙水圧、構造物の加速度及び水平変位等においてほぼ同じ結果となった。また、三次元解析の構造物端部断面の結果は、構造物下の地盤内過剰間隙水圧などにおいて、二次元解析及び三次元解析の中心断面の結果と若干異なる結果となった。構造物の鉛直残留変位（浮き上がり量）は二次元解析に比較して三次元解析の方が若干大きな値となった。

以上のことより、今回のような解析条件においては、二次元解析結果より三次元解析の構造物中心断面での地盤内過剰間隙水圧や構造部の加速度及び変位挙動などを予測可能であることが分かった。ただし、構造物の浮き上がり量などについては、構造物下の地盤の初期応力の分布や、構造物と解析境界との距離、構造物の奥行きの長さ等に依存すると考えられため、構造物の形状や重量、解析条件等により二次元解析と三次元解析の差は異なると考えられる。

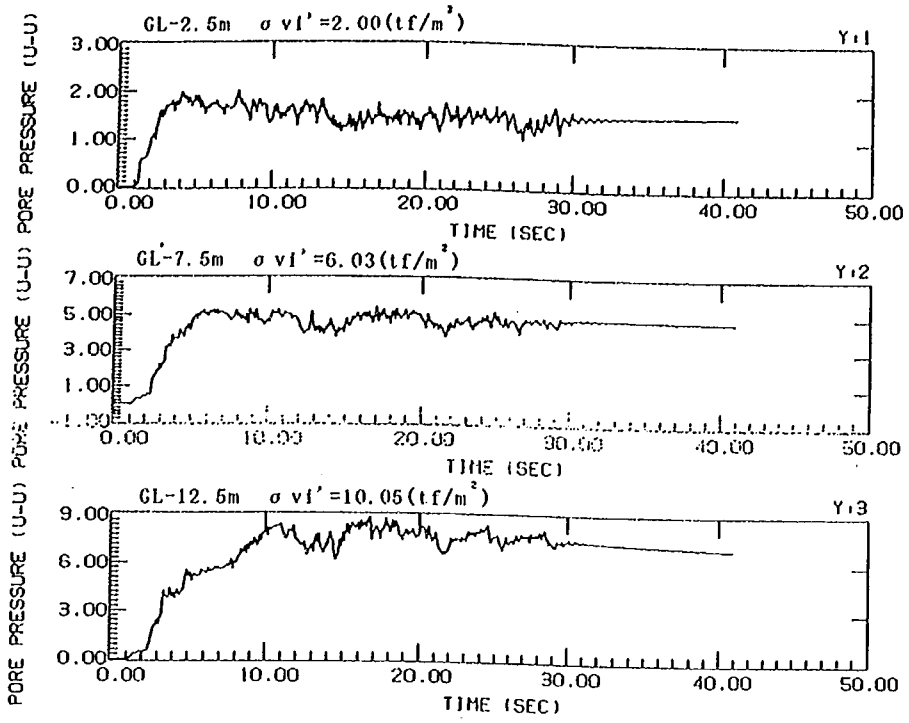


図-5.3.6(a)　過剰間隙水圧の時刻歴　二次元解析　A 測線（自由地盤）

σvi'：初期鉛直有効応力

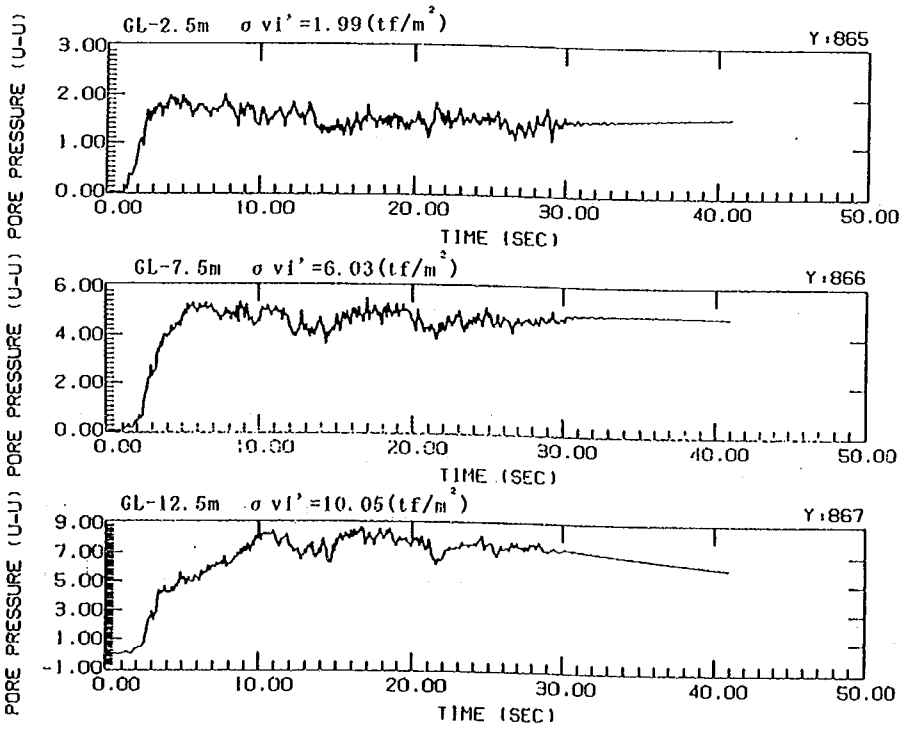


図-5.3.6(b)　過剰間隙水圧の時刻歴　三次元解析　A1 測線（自由地盤）

σvi'：初期鉛直有効応力

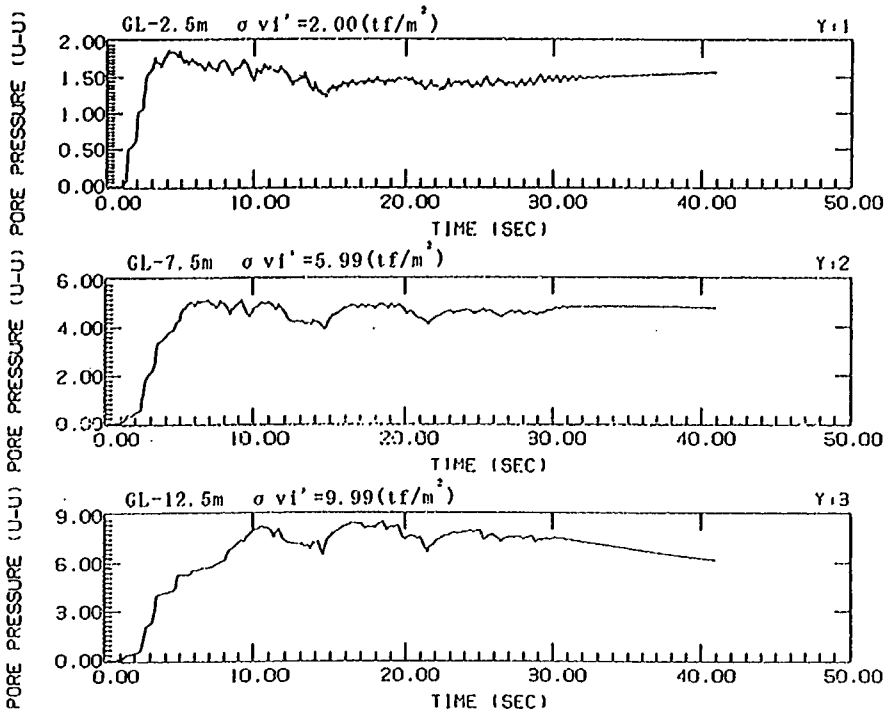


図-5.3.6(c)　過剰間隙水圧の時刻歴　三次元解析　A2 測線（自由地盤）

σvi'：初期鉛直有効応力

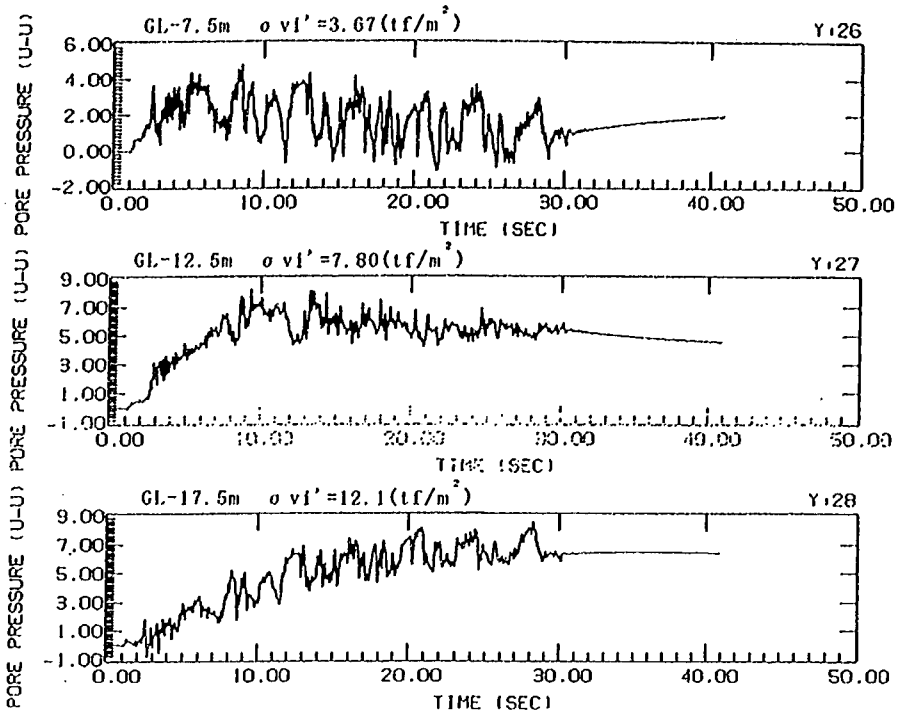


図-5.3.7(a)　過剰間隙水圧の時刻歴　二次元解析　B 測線（構造物左端下）

σ vi'：初期鉛直有効応力

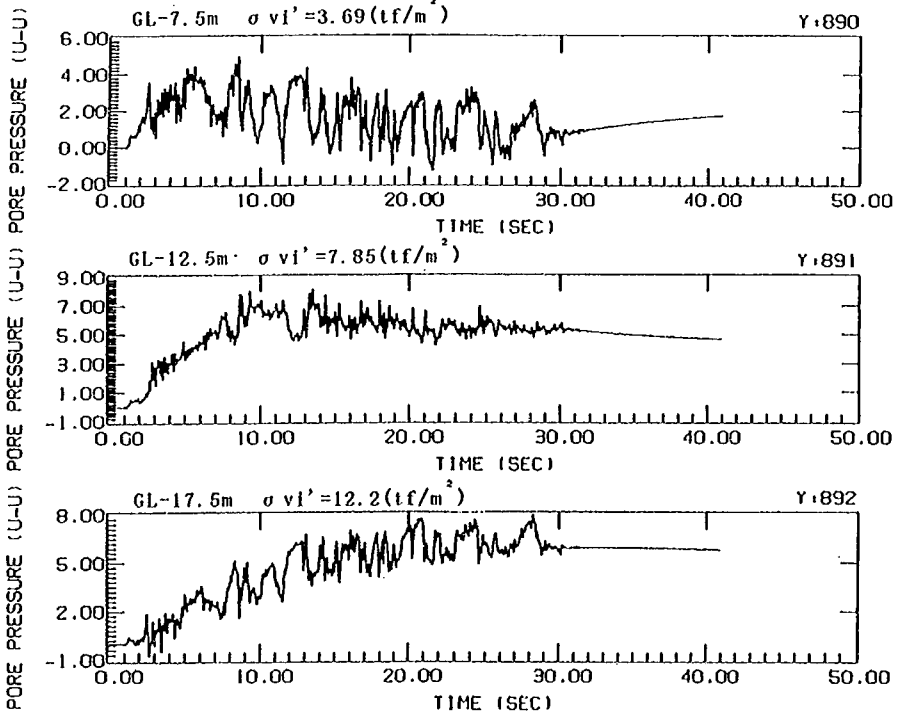


図-5.3.7(b)　過剰間隙水圧の時刻歴　三次元解析　B1 測線（中央断面　構造物左端下）

σ vi'：初期鉛直有効応力

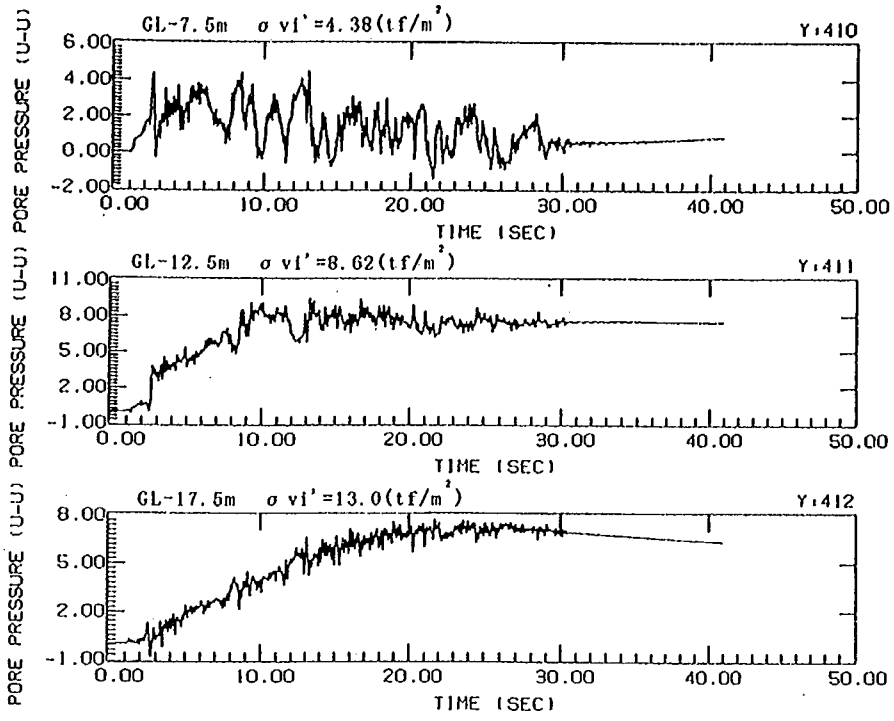


図-5.3.7(c)　過剰間隙水圧の時刻歴　三次元解析　B2 測線（構造物端部断面　構造物左端下）

σvi'：初期鉛直有効応力

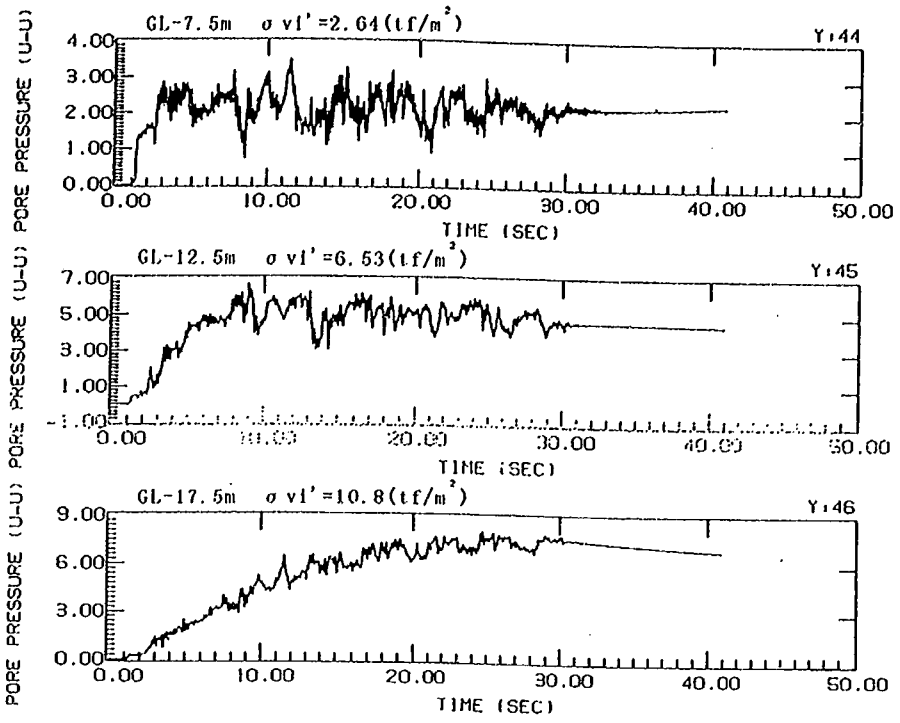


図-5.3.8(a)　過剰間隙水圧の時刻歴　二次元解析　C 測線（構造物中央下）

σvi'：初期鉛直有効応力

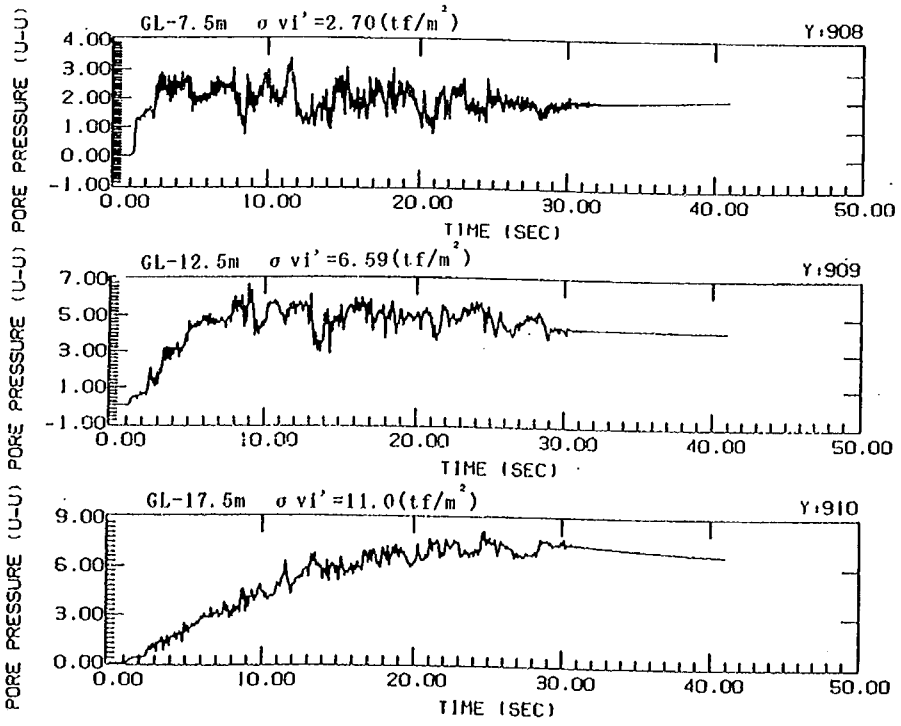


図-5.3.8(b)　過剰間隙水圧の時刻歴　三次元解析　C1 測線（中央断面　構造物中央下）

σvi'：初期鉛直有効応力

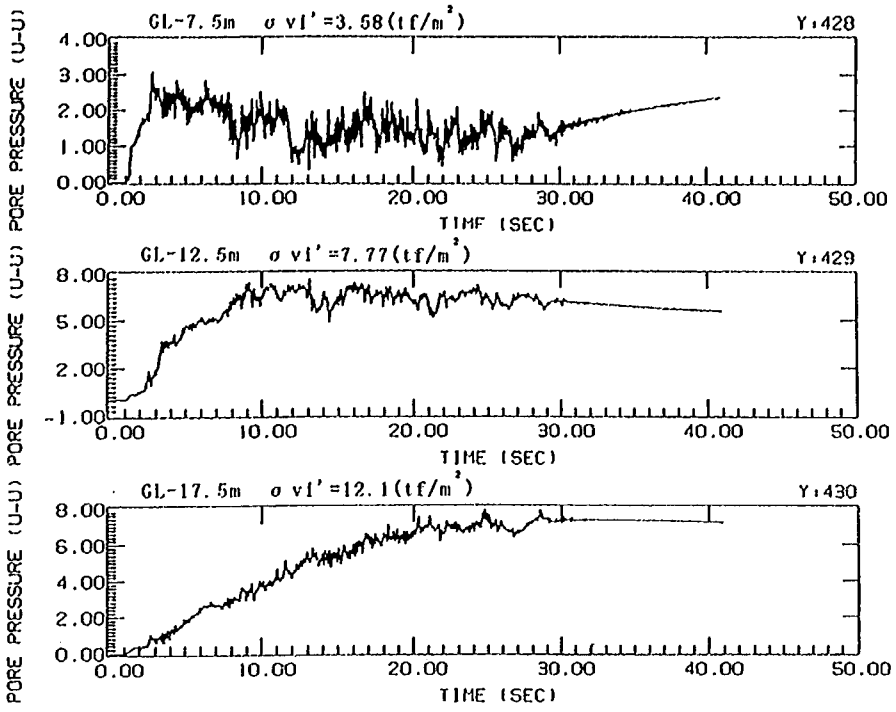


図-5.3.8(c)　過剰間隙水圧の時刻歴　三次元解析　C2 測線（構造物端部断面　構造物中央下）

σvi'：初期鉛直有効応力

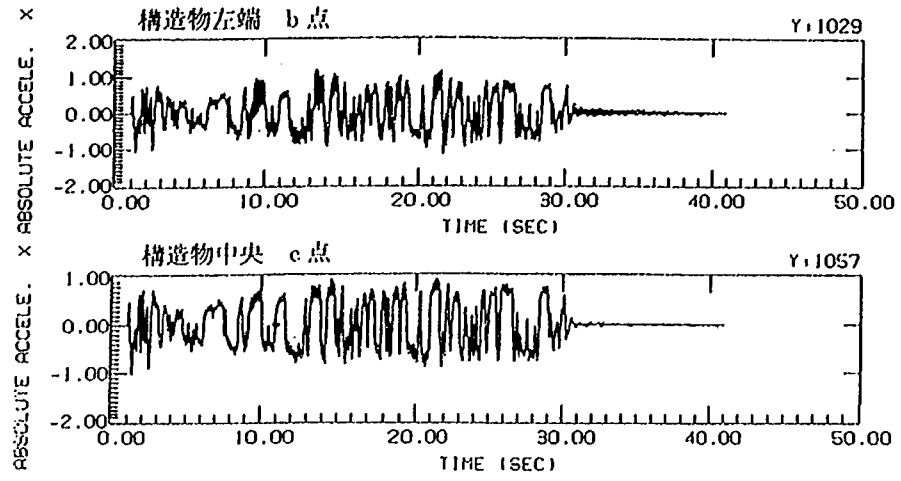


図-5.3.9(a)　構造物上部水平加速度の時刻歴　二次元解析

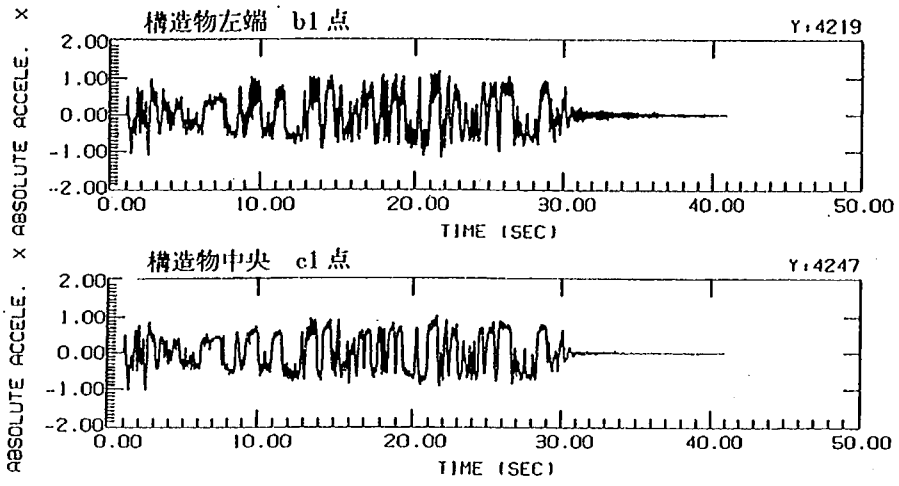


図-5.3.9(b)　構造物上部水平加速度の時刻歴　三次元解析（中央断面）

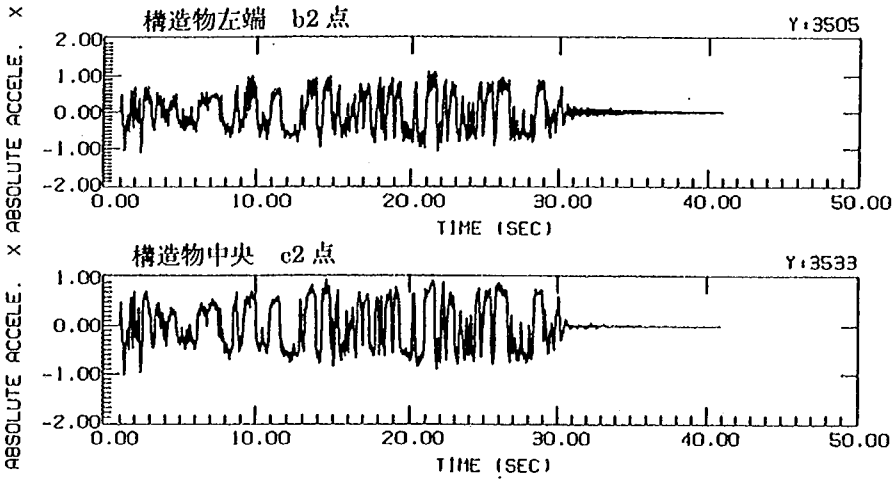


図-5.3.9(c)　構造物上部水平加速度の時刻歴　三次元解析（構造物端部断面）

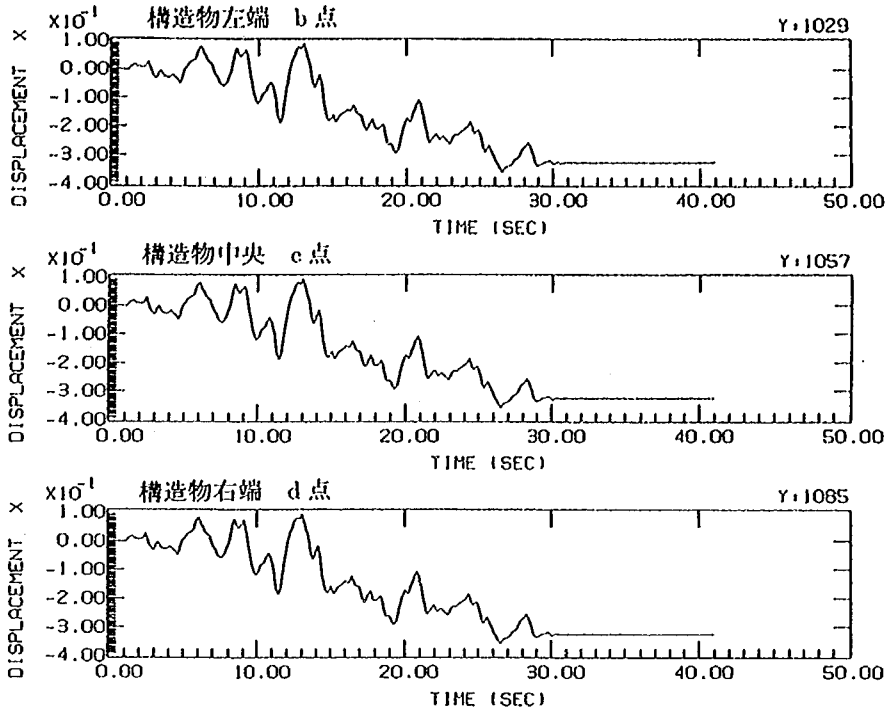


図-5.3.10(a)　構造物上部水平変位の時刻歴　二次元解析

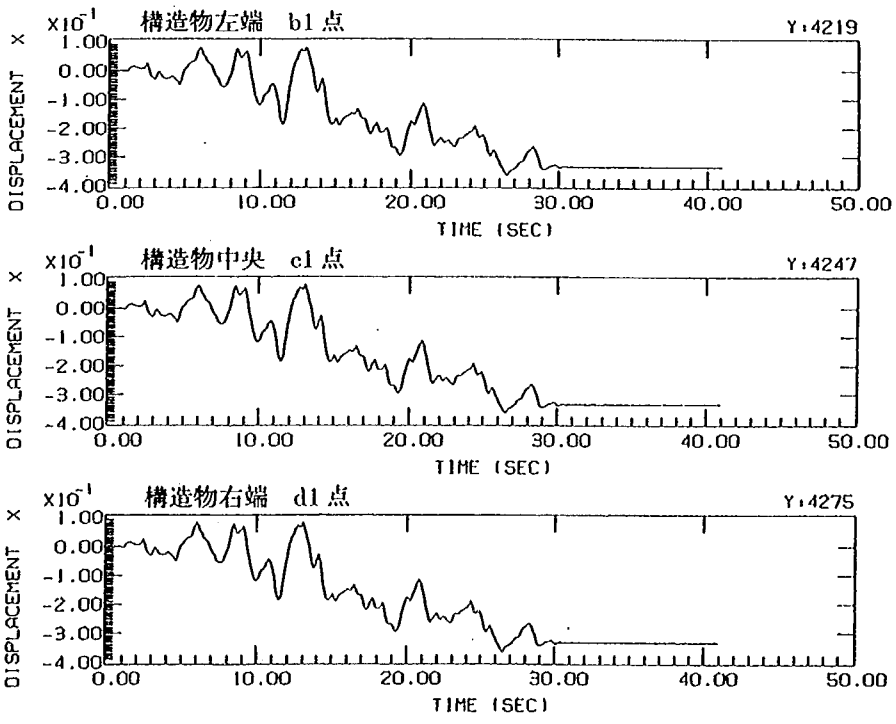


図-5.3.10(b)　構造物上部水平変位の時刻歴　三次元解析（中央断面）

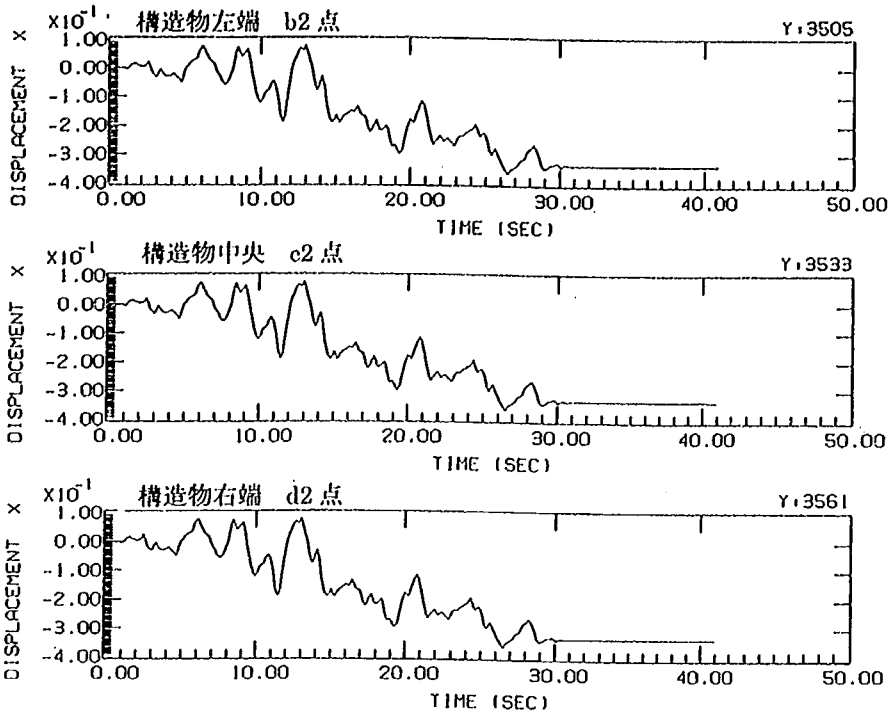


図-5.3.10(c)　構造物上部水平変位の時刻歴　三次元解析（構造物端部断面）

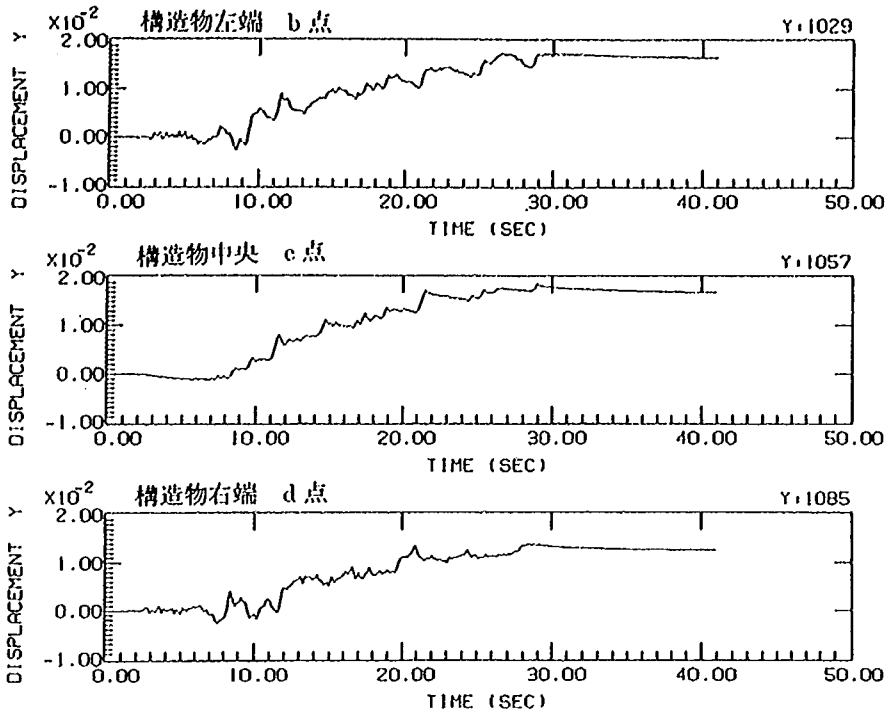


図-5.3.11(a) 構造物上部鉛直変位の時刻歴 二次元解析

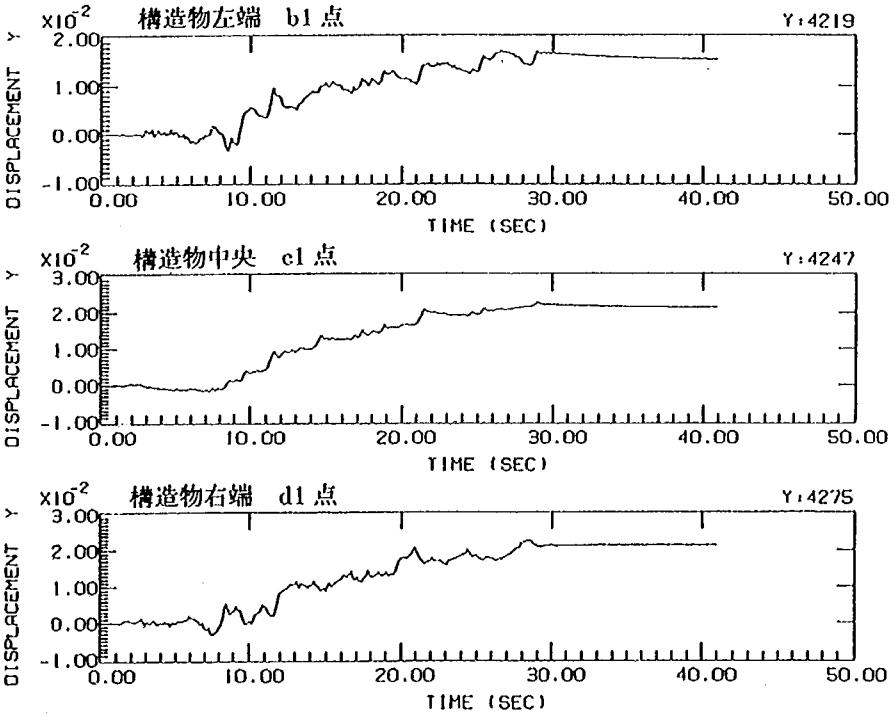


図-5.3.11(b) 構造物上部鉛直変位の時刻歴 三次元解析（中央断面）

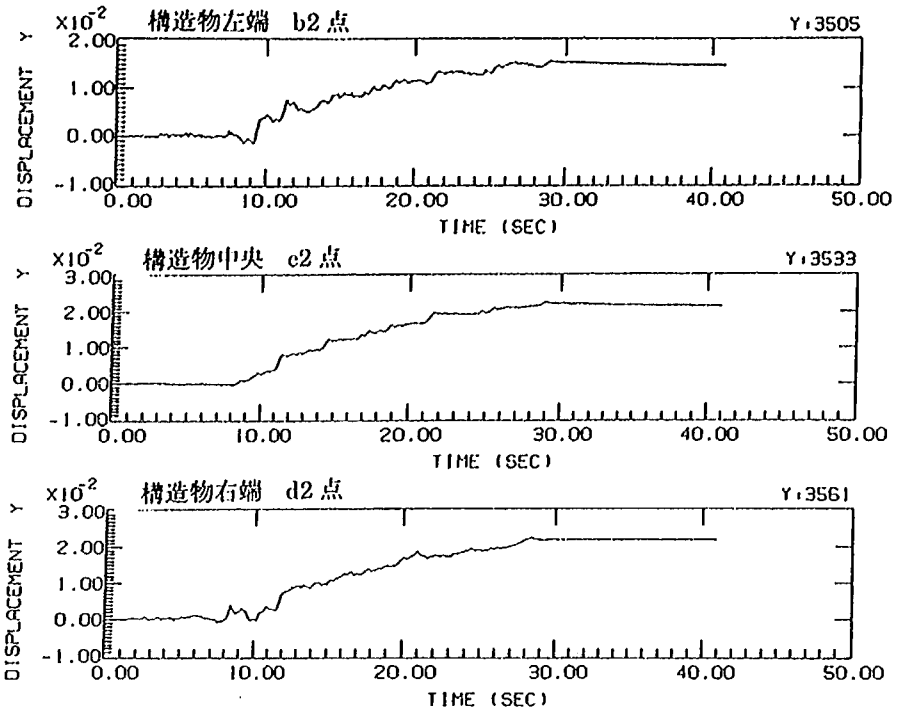
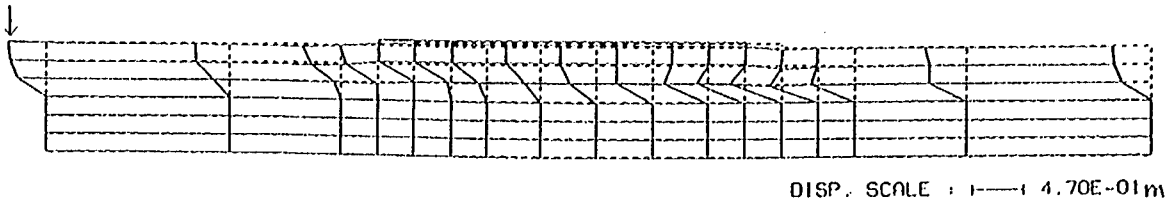
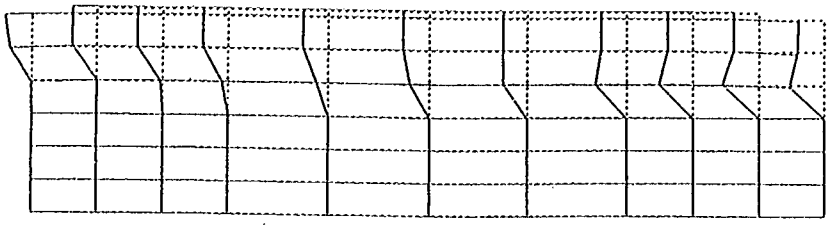


図-5.3.11(c)　構造物上部鉛直変位の時刻歴　三次元解析（構造物端部断面）

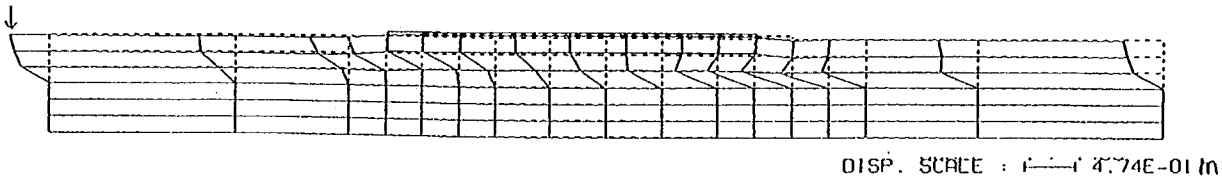


全体図

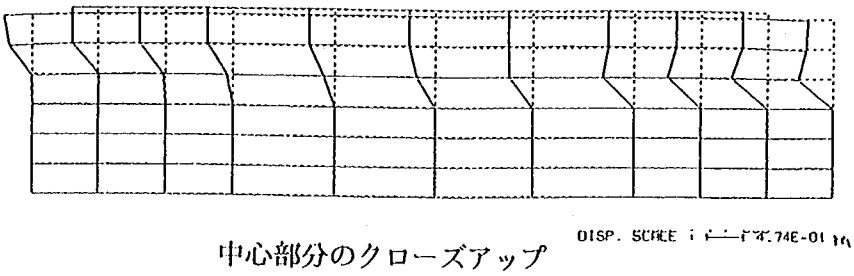


中心部分のクローズアップ

図-5.3.12(a)　残留変位図　二次元解析



全体図



中心部分のクローズアップ

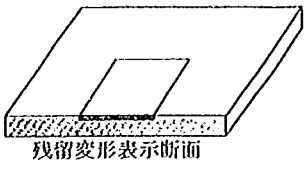
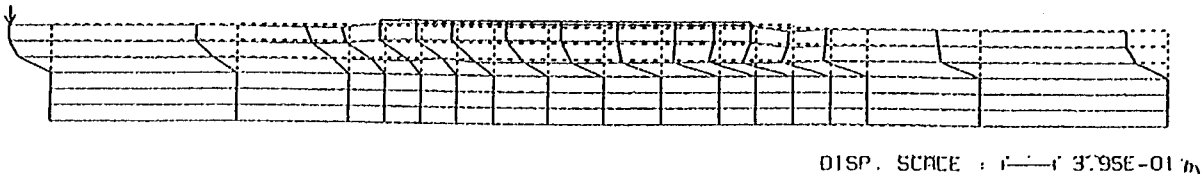
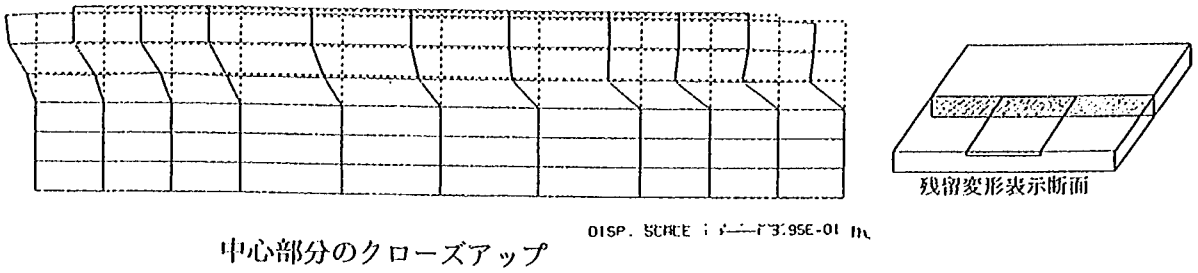


図-5.3.12(b)　残留変位図　三次元解析　構造物中央断面
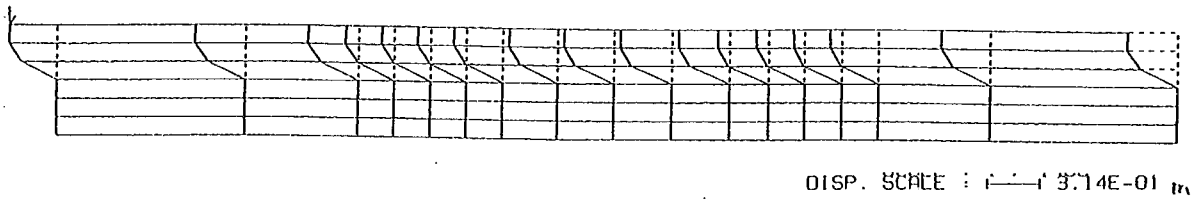


全体図

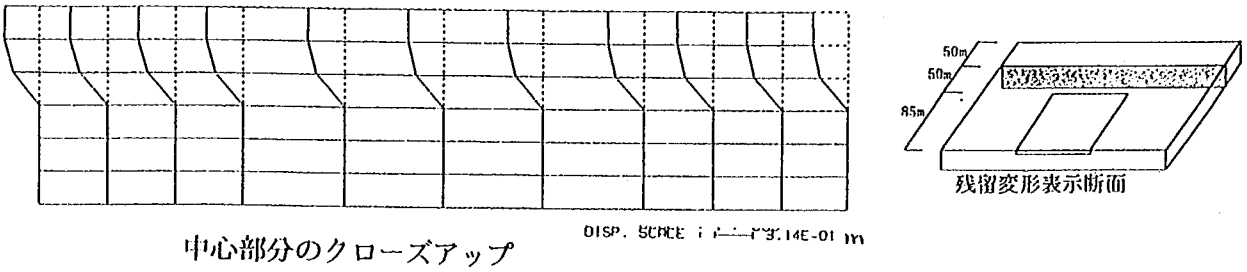


中心部分のクローズアップ

図-5.3.12(c)　残留変位図　三次元解析　構造物端部断面



全体図



中心部分のクローズアップ

図-5.3.12(d)　残留変位図　三次元解析　自由地盤断面

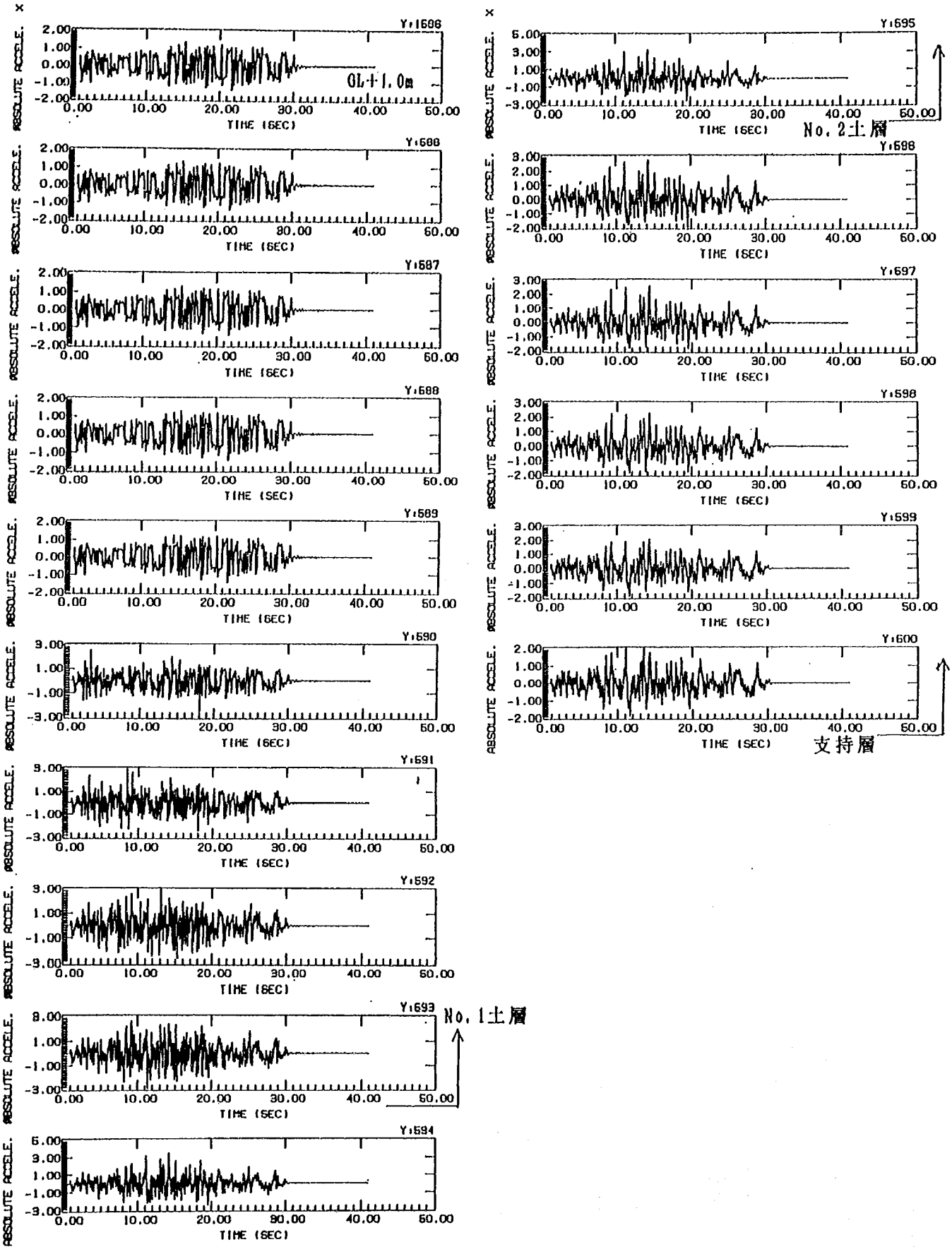


図-5.3.13　水平加速度：(a)A 測線（自由地盤）

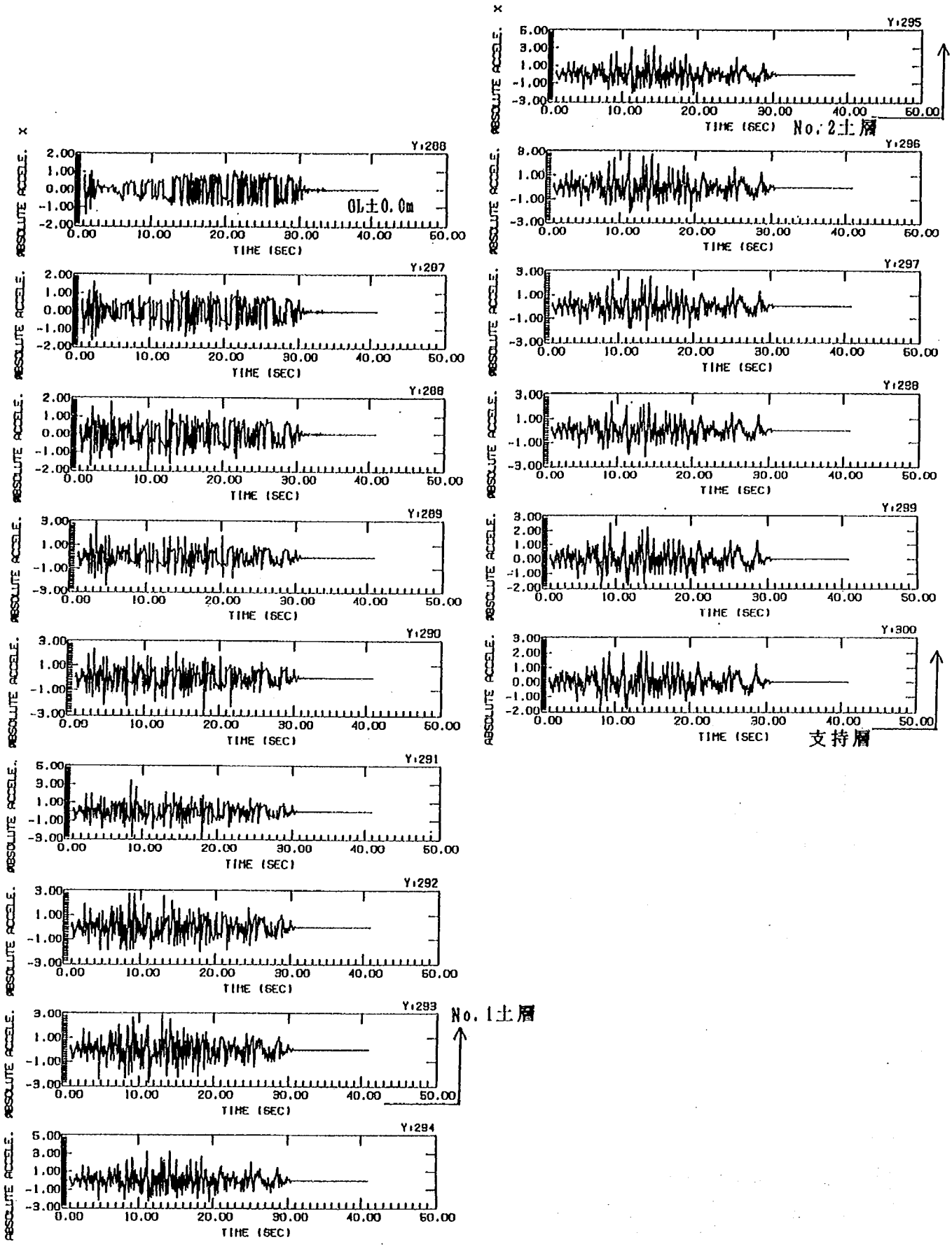


図-5.3.13　水平加速度：(b)F測線（構造物中央）

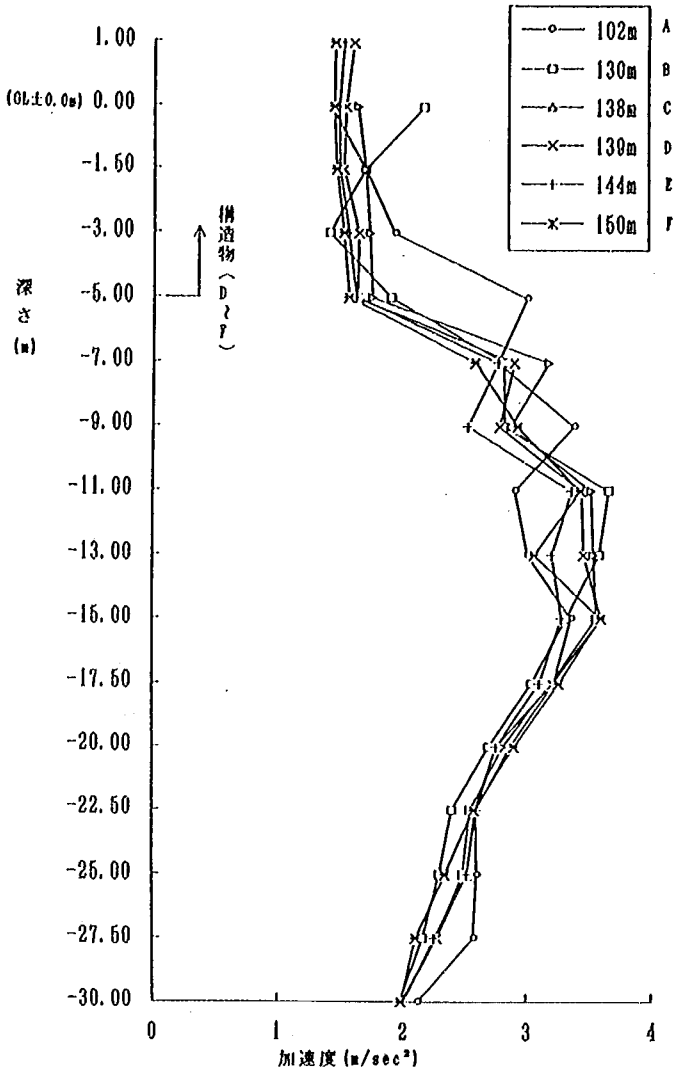


図-5.3.14　最大応答水平加速度の深さ方向分布（線状地中構造物）

5.3.4　これまでの解析結果のまとめ

地盤が液状化したときの地中構造物の変位挙動は周辺の液状化した地盤が構造物の直下へ回り込んでくる事により、地中構造物が浮き上がる結果となることが解析でも明らかになった。従って地中構造物の液状化対策としては次の二つの方法が考えられる。

①　地中構造物の周辺地盤を液状化させないように改良する。

②　地中構造物の周辺を遮水して液状化した周辺地盤が構造物の直下に回り込まないようにする。

これらの点を考慮しながら地中構造物の液状化対策を検討するに当たり、構造物の挙動についてこれまで得られた挙動を取りまとめた。

(1) 線状地中構造物と面状地中構造物の比較

平成５年度および平成６年度に実施した二次元での解析モデル（面状地中構造物、偏載荷重を持つ面状地中構造物および線状構造物）を図-5.3.15 に示す。

表-5.3.3 に、これまでに実施した解析結果を、応答加速度および残留変位について示した。構造物の常時の浮き上がりの安全率はほぼ等しい。自由地盤の応答は、一次元モデル[1]と線状地中構造物モデルのＡ測線（図-5.3.13、図-5.3.14）とがよい一致を示した。

最大応答水平加速度は、面状地中構造物が最も小さくその他はほぼ同じである。但し、自由地盤および面状地中構造物は加振後１～２秒で最大値になるが、偏載荷重のある地中構造物および線状構造物は加振の時間が経過してから最大値を迎えている。

水平残留変位は、偏載荷重のある面状地中構造物が最大で、その他は自由地盤の値とほぼ等しい。鉛直残留変位は、自由地盤が２cm 程度の沈下であるのに対し、構造物は全て浮き上がりを示している。面状地中構造物は８cm 程度の浮き上がりであるが、偏載荷重の存在による傾斜が生じている。線状地中構造物の浮き上がりは面状地中構造物の２倍になっている。

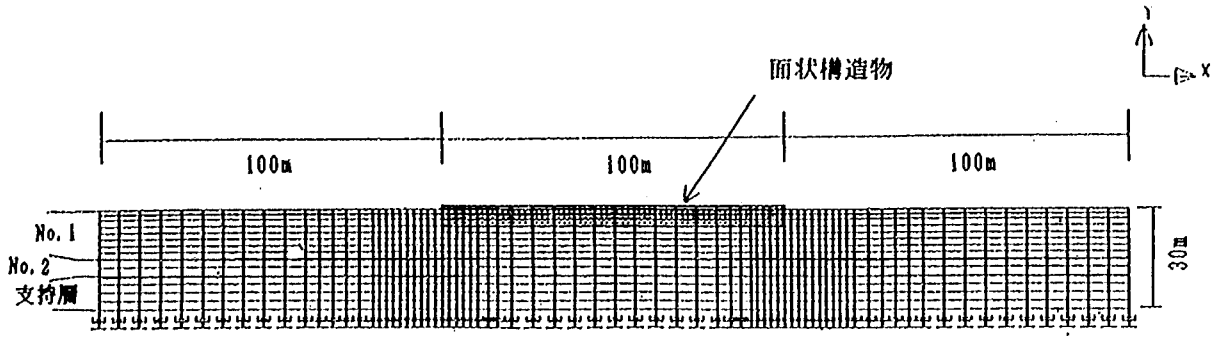
地中構造物の浮き上がりは、液状化した周辺地盤が構造物の下に回り込んでくることで生じる。浮き上がり量は地震継続時間内に回り込む量に依存するとすれば、平面積の大きい面状地中構造物は平面積の小さい線状地中構造物より浮き上がりにくいと考えられる。

表-5.3.3　構造物の応答結果の比較

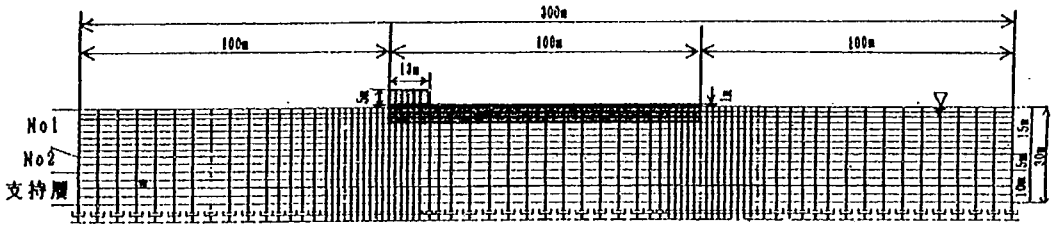
		自由地盤　地表面		面状構造物 *	偏載荷重のある面状構造物	線状構造物
		一次元	線状構造物(A 測線)			
水平加速度	最大値とその時刻	1.3m/sec^2 (2.5sec)	1.4m/sec^2 (1.3sec)	0.8m/sec^2 (1.3sec)	1.25m/sec^2 (19sec)	1.47m/sec^2 (15sec)
	応答倍率	0.65	0.66	0.36	0.55	0.75
残留変位 (cm)	水平	32 左	30 左	32 左	38 左	28 左
	鉛直	—	2 浮上り	8 浮上り	左端：1 沈下 中央：4.5 浮上り 右端：8.5 浮上り	18.5 浮上り
常時浮上りの安全率		—	—	1.17	1.22**	1.17

*　文献 1)による

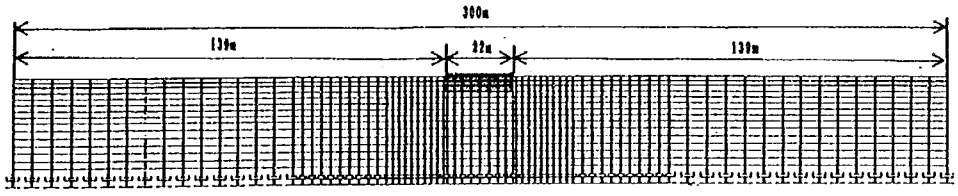
**　偏載荷重を均等荷重に換算



(a)2次元解析用 FEM モデル



(b)偏載荷重のある面状地中構造物モデル



(c)線状地中構造物モデル

図-5.3.15　二次元解析用 FEM モデル

(2) 面状地中構造物での2次元解析と3次元解析の比較

5.3.3で示したように、ここで取り上げた程度のモデルでは、2次元解析と3次元解析の結果は表-5.3.2のようにまとめられる。概ね2次元解析で表現できると考えてよい。

液状化土層の層厚と面状地中構造物の平面寸法の比を大きなパラメーターとして、2次元解析で表現できる限界があるものと予想されるが、これは今後の課題である。

(竹中工務店)

参考文献

1) 建設省土木研究所ほか：軟弱地盤耐震対策工法に関する共同研究報告書（その2），共同研究報告書第104号，平成6年6月

5.4 浮上がり安定性評価における残留強度法の適用性に関する検討

5.4.1 はじめに

地中構造物が地震時に流動的かつ過大な浮上がりを生じる可能性を評価する手法の1つの考えとして、残留強度を用いたすべり安全率による評価手法を適用できる可能性が考えられる[1]。しかし、この手法の妥当性、許容安全率についてはこれまでのところほとんど明らかになっていない。そこで、遠心模型実験の結果および兵庫県南部地震において被災した共同溝について、残留強度を用いたすべり計算を適用し、この手法の適用性の検討を行った。併せて、有効応力法による浮上がり安全率、およびすべり安全率の検討も行った。

5.4.2 検討対象

検討対象は、遠心模型実験および兵庫県南部地震による被災事例である。

まず、遠心模型実験の模型断面図を図-5.4.1に、実験条件を表-5.4.1に示す。実験に用いた模型は、豊浦砂で作成した地盤の中に、アクリル製の共同溝模型を埋設したものである。遠心模型実験は実物の1/50を想定し、50Gの遠心力場で水平加振を行った。これに応じて、模型地盤は粘性50csのシリコンオイルにより飽和させた。実験条件は、ケースにより地盤の相対密度および加振条件を変化させた。

つぎに、兵庫県南部地震における被災事例については、周辺地盤に液状化が生じた共同溝のうち地盤改良工や締め切り矢板などが存在しないものに限定した。検討対象とした共同溝の一部については構造本体のクラック等の軽微～中程度の被害が報告されている。これらの共同溝は、浮上がり被害についての水準測量に基づく詳細な調査は行われていないが、少なくとも概略調査では明白な浮上がりによる被害は確認されていない。

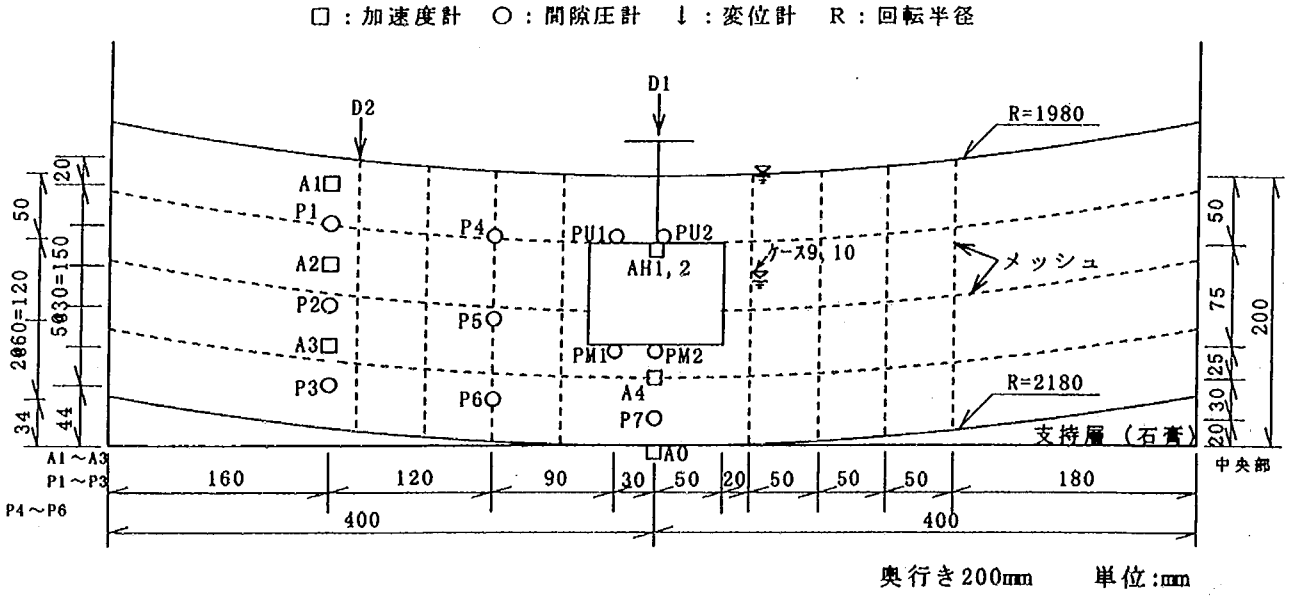


図-5.4.1　遠心実験模型の断面図

表-5.4.1　遠心実験の実験条件および結果

ケース	ステップ	地盤材料	地盤作成法	地下水位 (cm)	土被り (cm)	遠心加速度 (G)	目標相対密度 Dr%	初期相対密度 Dr%	加振条件 50G場(G)	加振条件 1G場に換算(gal)	加振条件 入力波形	浮上がり量 50G場 (mm)	浮上がり量 1G場に換算(cm)
1	1	豊浦砂	空中落下法	0	5	50G	30	20	5.6	110	sin波20波	12.5	62.5
	2	豊浦砂	空中落下法	0	5	50G	30	20	14	274	sin波20波	7	35
2	1	豊浦砂	空中落下法	0	5	50G	80	81.5	16	314	sin波20波	5.5	27.5
3	1	豊浦砂	空中落下法	0	5	50G	50	52	8.9	174	sin波20波	4	20
	2	豊浦砂	空中落下法	0	5	50G	50	52	12.7	249	sin波20波	5.3	26.5
4	1	豊浦砂	空中落下法	0	5	50G	80	79.6	14.5	284	sin波20波	4.1	20.5
	2	豊浦砂	空中落下法	0	5	50G	80	79.6	9.3	182	sin波20波	0.75	3.75
	3	豊浦砂	空中落下法	0	5	50G	80	79.6	5.4	106	sin波20波	0.25	1.25
5	1	豊浦砂	空中落下法	0	5	50G	30	22.1	6.8	133	sin波20波	15	75
	2	豊浦砂	空中落下法	0	5	50G	30	22.1	15.8	310	sin波20波	20	100
6	1	豊浦砂	空中落下法	0	5	50G	30	23	15.7	308	sin波20波	25	125
7	1	豊浦砂	空中落下法	0	5	50G	50	55.2	14.4	282	sin波20波	10	50
	2	豊浦砂	空中落下法	0	5	50G	50	55.2	10.1	198	sin波20波	2.9	14.5
	3	豊浦砂	空中落下法	0	5	50G	50	55.2	5.4	106	sin波20波	0.8	4
8	1	豊浦砂	空中落下法	0	5	50G	50	48.6	19.6	384	八戸波	4	20
	2	豊浦砂	空中落下法	0	5	50G	50	48.6	16.8	329	八戸波	1	5
	3	豊浦砂	空中落下法	0	5	50G	50	48.6	15.5	304	sin波20波	11	55
9	1	豊浦砂	空中落下法	-6	5	50G	50	50.7	10	196	sin波20波	5	25
	2	豊浦砂	空中落下法	-6	5	50G	50	50.7	14.4	282	sin波20波	5	25
10	1	豊浦砂	空中落下法	-6	5	50G	50	49	14.9	292	sin波20波	14	70
	2	豊浦砂	空中落下法	-6	5	50G	50	49	10.1	198	sin波20波	1.8	9
	3	豊浦砂	空中落下法	-6	5	50G	50	49	5.8	114	sin波20波	-2	-10

5.4.3　検討方法

浮上がり安全率の算定は、「共同溝設計指針 2)」に基づき算定した。また、すべり安全率（有効応力法）およびすべり安全率（残留強度法）による浮上がり安定性の評価は、「液状化対策工法設計施工マニュアル（案）[1)]」に示されている手法により行った。

ただし、被災事例の液状化の判定については当該地点において兵庫県南部地震時に生じたであろうと推定される最大加速度および「道路橋示方書Ⅴ耐震設計編 3)」を勘案して地表面水平震度 ks=0.60 で行い、計算に用いる過剰間隙水圧は液状化に対する抵抗率 FL から「共同溝設計指針 2)」の方法によって過剰間隙水圧比（$L_0=F_L^{-7}$）を求めた。

また、遠心実験模型の、浮上がり安全率およびすべり安全率（有効応力法）の算定に用いる過剰間隙水圧には、実験での過剰間隙水圧の実測値を用いた。

遠心模型実験における残留強度の設定は、模型地盤の相対密度から 3.7 式(3.7.2)を用いて換算N値に変換し、3.7 図-3.7.16 および 3.7 式(3.7.5)の豊浦砂の室内試験結果より求めた流動ポテンシャルと換算N値の関係、および 3.7 式(3.7.1)の流動ポテンシャルと残留強度の関係式より求めた。被災事例における残留強度の設定は、既存地盤柱状図および地震後に実施したボーリングデータより読みとったN値から、3.7 図-3.7.16 の豊浦砂の室内試験結果より求めた流動ポテンシャルと換算N値の関係、および 3.7 式(3.7.1)の流動ポテンシャルと残留強度の関係式より求めた。

これらの計算手法の詳細は文献 1) を参照されたい。

5.4.4　検討結果

浮上がり安全率、すべり安全率（有効応力法）およびすべり安全率（残留強度法）と浮上がり量の関係をそれぞれ図-5.4.2、図-5.4.3、図-5.4.4に示す。ただし、被災事例については、浮上がり被害に関して水準測量に基づく詳細な調査は行われていないが、少なくとも概略調査では明白な浮上がりによる被害は確認されていないことから、共同溝の浮上がり量は0としてプロットした。動的遠心模型実験での浮上がり量については実物大に換算した値を表示し、試験条件により凡例のように記号を分けた。また、図中には文献4)の遠心模型実験の検討結果も併記した。

(1) 浮上がり安全率

図-5.4.2に示した浮上がり安全率と浮上がり量の関係より以下のことが言える。

遠心模型実験の結果からは、浮上がり安全率が1.0以下となると浮上がりが生じていることがわかる。ただし、浮上がり安全率が小さいほど浮上がり量は大きくなる傾向は見られるが、ばらつきが大きく、これらから浮き上がり量を推定することは困難であると考えられる。

被災事例においては、すべての地点で浮上がり安全率は1.0以下となっているが、大規模な浮上がりは生じていないことから、浮上がり安全率による手法は、大規模地震を考えた場合、安全側の評価であるといえる。

(2) すべり安全率（有効応力法）

図-5.4.3に示したすべり安全率（有効応力法）と浮上がり量の関係より以下のことが言える。

遠心模型実験においては、すべり安全率（有効応力法）が1.5以下となるとわずかではあるが浮上がりが生じていることがわかる。また、すべり安全率（有効応力法）と浮上がり量の関係は、浮上がり安全率よりも相関があるように見える。さらに、安全率が1.0を下回ると過大な浮上がりが生じている。ただしすべり安全率が約0.6付近では同じ安全率でも浮上がり量が異なる。これらのすべり安全率が約0.6のケースでは、加振により全層液状化しており、この結果に対しすべり計算（有効応力法）を適用した場合、すべり面上でのせん断抵抗は0となり、すべり安全率（有効応力法）は今回の実験条件ではこれらのケースでは同じ値となる。しかし、実験結果から同じ安全率でも、加振加速度が大きいほど、また、地盤の密度が小さいほど浮上がり量は大きくなる傾向が見られる。従って、すべり安全率（有効応力法）による評価は、全層液状化が生じるようなケースにおいては浮上がり量の差を評価できないことがわかる。これは、液状化した地盤のせん断強度は設計上は完全に消失するものとしているためであり、密な地盤においてはサイクリックモビリティーにより、液状化後も変形に対するある程度の抵抗を持っていることが考えられ、有効応力法による強度評価ではこの液状化後の粘り強さを考慮していないことが原因と考えられる。

他方、兵庫県南部地震の事例では、安全率はすべて1.0を下回っているものの、少なくとも概略調査では明白な浮上がりは報告されていないことから、浮上がり安全率およびすべり安全率（有効応力法）による評価手法は安全側である可能性がある。

浮上がり安全率およびすべり安全率（有効応力法）のいずれの手法による評価においても、遠心模型実験と実事例の評価結果は整合的でない。この理由は現時点では不明である。模型実験のデータを見ると、同じ安全率でも相対密度が高いほど浮上がり量が小さい傾向が見られることから、一つの可能性として実

事例での地盤は遠心模型実験（豊浦砂、最大で相対密度 80%程度）よりも液状化後の変形抵抗が大きいという特性を持っていたことが考えられる。

(3) すべり安全率（残留強度法）

すべり安全率（残留強度法）と浮上がり量の関係より以下のことが言える。

被災事例ではすべり安全率（残留強度法）は 0.8～3.5 まで広い範囲にわたっているが、浮上がりによる被害は見られていない。ただし、残留強度の推定は、豊浦砂の室内試験結果に基づくN値～残留強度関係より推定しているため、現位置の試料では異なる可能性がある。

遠心実験においては、すべり安全率（残留強度法）が2.0でも浮上がりが生じる結果となっており、すべり安全率（残留強度法）が同じでも浮上がり量は加振条件により異なる結果となった。これは、遠心実験のモデルは全層同一密度であり、遠心模型実験では、残留強度法による安全率は地盤条件のみにより決まるため、同じ安全率でも加振条件が異なれば浮上がり量は変わる結果となっている。しかし、同じ加振条件での結果を見ると、すべり安全率（残留強度法）と浮上がり量の関係には相関があることがわかる。ただし、遠心模型実験に地震波を入力した場合の結果は、最大加速度が正弦波より大きいにも関わらず、浮上がり量は小さい結果となっていることから、実地震波を考慮した場合は同じ安全率における浮上がり量は正弦波の結果と比較して小さくなると考えられる。従って図中の正弦波のデータは厳しい側の結果を与えている可能性がある。

遠心模型実験において、浮上がり安全率（有効応力法）が約 0.6 となったケースは全層液状化しており、すべり面上でのせん断抵抗は 0 となるためすべり安全率（有効応力法）は同じ結果となった。従ってすべり安全率（有効応力法）においては表現し得なかった液状化が生じた場合の地盤密度による浮上がり量の差を表現し得るという点において、すべり安全率（残留強度法）は優れていると言える。

図 5.4.5 に遠心実験で用いたモデルでの地盤の相対密度と浮上がり安全率の関係を示す。今回検討対象とした遠心模型実験に用いたモデルは、地盤の密度が異なるのみで他の条件は各ケースで同じである。従って、各ケースのすべり安全率（残留強度法）は地盤の密度のみにより差が現れる。このモデルでは地盤の相対密度 Dr>55% (3.7 式(3.7.2)を用いて地盤の相対密度 Dr を換算N値に換算すると正規化N値 N1>20) では流動ポテンシャル uf=0 となるため、すべり安全率 Fs も一定（今回のモデルでは 1.9 で一定）となる。また、相対密度 Dr<25%（正規化N値 N1<5）では流動ポテンシャル uf=0 となり、すべり面上でのせん断抵抗が見込めなくなるため、すべり安全率 Fs は一定 (0.6) となる。つまり、地盤の相対密度 Dr が 25%～55%（換算N値に換算すると 5～20）の間でしかすべり安全率（残留強度法）の値は変動しないことになる。従って、すべり安全率（残留強度法）による手法は、今回のモデルでは地盤の相対密度 25%～55%（換算N値に換算すると 5～20）の間でしか地盤条件の影響を評価し得ない。しかし、遠心実験の結果では、加振条件が同一で地盤の相対密度 Dr が 55%以上で異なる場合にも、浮き上がり量に差が見られており、流動ポテンシャルと相対密度（正規N値）の関係の与え方が必ずしも実情に即していないことを示唆している。

今回の遠心実験の地盤条件は全層密度は等しい地盤を対象としており、層ごとに地盤の液状化強度が異なる場合については未検討である（ただし、文献 4)の結果については検討されている)。また、残留強度の推定式は豊浦砂の室内試験に基づき設定したため、他の土質での値は一般に異なると考えられる。また、

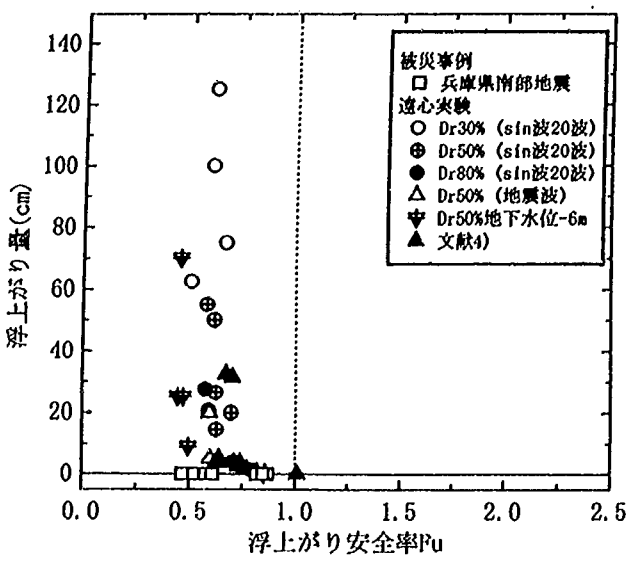


図5.4.2　浮上がり安全率と
浮上がり量の関係

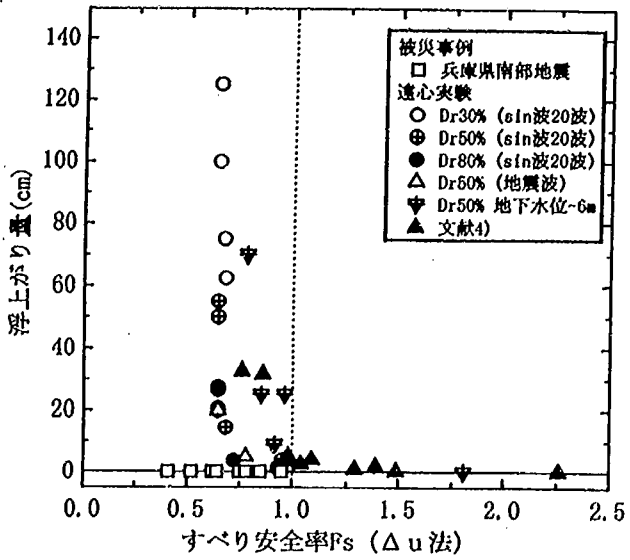


図5.4.3　すべり安全率（有効応力法）
と浮上がり量の関係

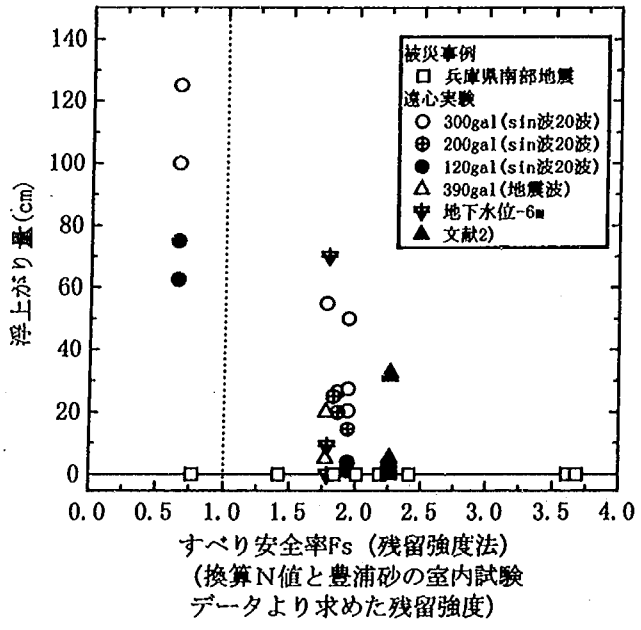


図5.4.4　すべり安全率（残留強度法）
と浮上がり量の関係

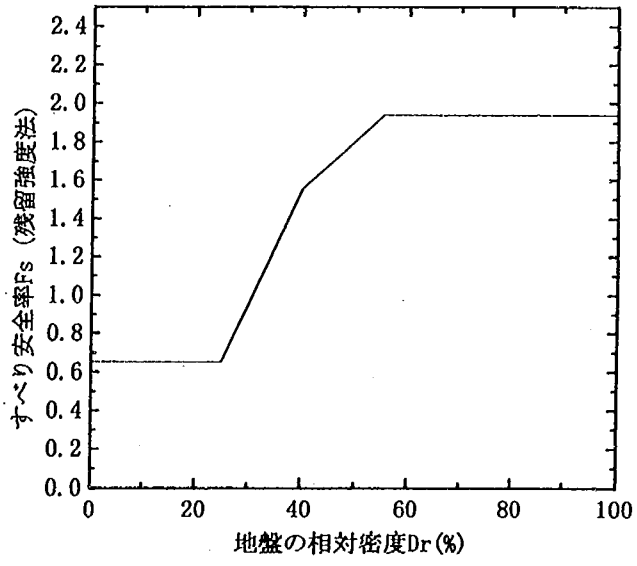


図5.4.5　遠心実験模型での地盤密度と
すべり安全率（残留強度法）の関係

今回残留強度の推定に用いたDrと流動ポテンシャルの関係は、豊浦砂の単純せん断試験結果より求めたものであり、一般に残留強度は応力状態により異なることがわかっていることから、[5]浮上がり現象について単純せん断状態の残留強度を用いて良いかについても今後の検討が必要である。

5.4.5　まとめと今後の課題

遠心模型実験および兵庫県南部地震により被災した共同溝を対象に浮上がり計算、すべり計算（有効応力法）、およびすべり計算（残留強度法）の適用性を検討した結果より、以下のことがいえる。

(1) 浮上がり安全率

遠心模型実験の結果から、浮上がり安全率が1.0以下になると浮上がりが生じていることがわかる。また、浮上がり安全率が小さいほど浮上がり量は大きくなる傾向は見られるが、安全率から浮き上がり量を推定することは困難である。

被災事例においては、すべての地点で浮上がり安全率は1.0以下となっているが、大規模な浮上がりは生じていないことから、浮上がり安全率による手法は、大規模地震を考えた場合、安全側の評価であるといえる。

(2) すべり安全率（有効応力法）

遠心模型実験の結果についてすべり計算（有効応力法）を適用した場合、今回の実験条件では、すべり安全率が1.5以下になると浮上がりはじめ、おおよそ1.0以下になると大きな浮上がりが生じる結果となった。ただし、すべり計算（有効応力法）による評価は、全層液状化するような場合、地盤の密度、加振加速度の影響を考慮できないことがわかった。

兵庫県南部地震の被災事例では、すべり安全率（有効応力法）は1.0以下となったが、実際には明確は浮上がりは生じていないことから、すべり安全率（有効応力法）による評価は、安全側の可能性がある。

(3) すべり安全率（残留強度法）

兵庫県南部地震の被災事例においてはすべり安全率（残留強度法）は0.8～3.5までの値を示したが、各事例においては明らかな浮上がりは生じていない。

遠心模型実験においてはすべり安全率（残留強度法）は、同じ地震入力に対しては地盤の相対密度が30%～55%の範囲では安全率と浮上がり量の間には高い相関があった。ただし、これらの関係は構造物・地盤条件が異なれば変わる可能性があることに注意が必要である。

すべり計算（残留強度法）においては残留強度を3.7図-3.7.16および3.7式(3.7.5)で推定する場合、地盤の相対密度で25%～55%（換算N値で5～20）の間でしか地盤条件の影響を評価できておらず今後の課題といえる。

（建設省土木研究所）

参考文献

1) 建設省土木研究所ほか：液状化対策工法設計施工マニュアル（案），共同研究報告書第186号，1997.
2) (社)日本道路協会：共同溝設計指針，1986.
3) (社)日本道路協会：道路橋示方書・同解説Ⅴ耐震設計編，1996.
4) 古関潤一，松尾修：共同溝の地震時浮上がりの簡易評価法に関する検討，第30回土質工学研究発表会，pp.1049-1052. 1995.
5) 吉嶺充俊：単調載荷による飽和砂の非排水流動変形に関する研究，東京大学工学部土木工学科博士論文，1996.

5.5 まとめと残された課題

第３、４グループは、対象とする構造物が線状、面状地中構造物と規模や構造特性が異なるものの、基本的には地中に埋設された比較的軽い構造物であり、周辺地盤の液状化に伴う被害も浮上がりといった現象が支配的要因であることから、昨年度に引き続き合同で研究を進めてきた。

初年度である４年度では、研究着手にあたっての共通的な課題や問題点を整理することを目的に、現行の耐震設計法、被災事例、設計・施工事例等の資料調査を実施した。これらの調査結果を整理して対象構造物の実態を明らかとし、研究の方向性や研究項目を抽出した。また、地中構造物の液状化対策での共通課題である改良範囲の問題や線状地中構造物特有の縦断方向の耐震設計法に関しても研究項目を具体的に設定した。

これにもとづき５年度より地中構造物の液状化対策工の設計法の具体化を図る目的から、各項目毎に具体の検討を進めてきた。今年度は以下に列記する成果を得た。

① 地盤系設計法を適用する対策工法に関して、改良体を含む構造物の地震時水平変位を概略評価する方法を提案した。

② 面状構造物の設計手法確立のため、二次元と三次元でのＦＥＭによる動的有効応力解析を実施した。その結果を比較し、概ね二次元解析で挙動把握は可能であるとの結果を得た。

③ 兵庫県南部地震による被災事例および遠心模型実験結果を対象として、大規模地震時の地中構造物の浮上がり安定性評価手法の適用性およびその問題点について検討を行った。

この他、マニュアル（案）のとりまとめのため各対策工に対する試計算を実施し、設計法の課題も抽出している。特に大規模地震動を想定した設計法は各対策工法とも十分に検証されたものでなく、基本的な考え方を提示したに留まっており、今後さらなる研究により合理的な設計法の提案が望まれる。

（日本技術開発）

第６章　広域的液状化対策の開発に関する研究成果

第６章　広域的液状化対策の開発に関する研究成果

6.1　今年度の研究の概要

「広域的液状化対策工法の開発」では、広域として既存の主要道路を対象とし、広域的液状化対策工法として地下水位低下工法を対象とする。

地下水位低下工法としては、

・補助工法（止水壁）併用の場合

・単独使用の場合

に分けて検討する。

平成７年度までに、

・広域的液状化対策工法に関する調査

・広域的液状化対策工法の可能性の検討

を行った。また、モデル地区内の主要道路を対象に、広域的液状化対策としての地下水位低下工法の適用可能性を明らかにするために、以下の検討を行った。

・モデル地区の選定

・設計条件の設定

・土地利用状況の調査

・改良目標値設定

・対策工の諸元の設定

・周辺環境への影響検討

・総合評価

その結果、以下のことが明らかになった。

・広域的液状化対策工法として、地下水位低下工法が適用可能である。

・適用に当たっては、既存の技術で対応可能である。

ただし、従来の構造物ごとの液状化対策と異なり、広範囲な地域全体の耐震対策であるため、都市防災全体に関わってくるテーマであり、行政的観点も必要になってくる。たとえば、地下水位低下による周辺環境への影響の評価や、地域住民がどの程度の周辺環境への影響を受け入れるか（ＰＡ）という問題において高度に行政的な判断が必要とされる。

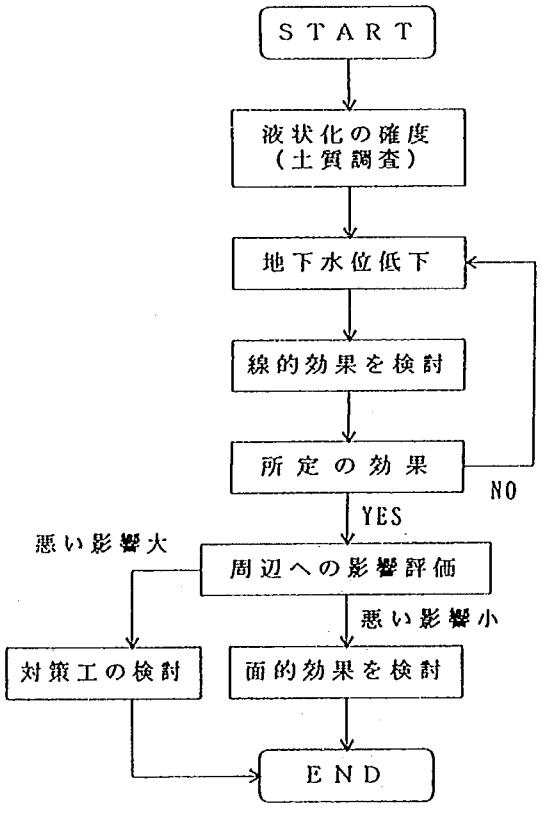


図-6.1.1　広域地盤を考慮した
地下水位低下工法の設計の流れ

本年度は、広域的な液状化対策の実施手順及びモデル地区での可能性検討事例をマニュアル化することとし、広域的液状化対策工法の設計のマニュアルについて検討した。広域的液状化対策工法の設計のマニュアルの目次を次ページに示す。

広域的液状化対策工法の設計マニュアル目次

1. 総　説
   1.1 目的と適用範囲
   1.2 本マニュアルの性格
   1.3 関連する設計基準類
   1.4 用語の定義

2. 調　査
   2.1 調査の種類
   2.2 地盤調査
   2.3 土地利用状況の調査
   2.4 設計地震力設計のための調査
   2.5 施工条件の調査

3. 広域的液状化対策工法としての地下水位低下工法の設計
   3.1 地下水位低下工法の特徴と留意点
      3.1.1 地下水位低下工法の概要
      3.1.2 地下水位低下工法の特徴
      3.1.3 地下水位低下工法の留意点
   3.2 設計の基本方針
   3.3 設計条件
      3.3.1 地盤条件
      3.3.2 構造物条件
      3.3.3 地震および地震力条件
   3.4 地下水位低下工の必要性の判定
      3.4.1 液状化の判定
      3.4.2 液状化危険度の判定
   3.5 設計手順
   3.6 改良目標値の設定
   3.7 周辺環境への影響検討
   3.8 地下水位低下工法への施工上の留意点
   3.9 対策工の評価

4. 設計例—東京都下A地区
   4.1 モデル地区の選定
   4.2 設計条件の設定
   4.3 改良目標値の設定
   4.4 周辺環境への影響検討
   4.5 対策工の諸元の設定
   4.6 総合評価

6.2　広域的液状化対策工法の設計マニュアルに関する検討

以下に、各章の主な内容を記述する。

6.2.1　総説

本章では、目的と適用範囲、本マニュアルの性格、関連する設計基準類および用語の定義について記述した。特に、目的と適用範囲については、詳しい解説を加えた。

6.2.2　調査

広域的液状化対策工法の設計という観点から、以下の調査について記述した。

・地盤調査
・土地利用状況の調査
・設計地震力設定のための調査
・施工条件の調査

6.2.3　広域的液状化対策工法としての地下水位低下工法の設計

地下水位低下工法及び補助工法を広域的液状化対策に適用するに当たって、広域的対策であるが故の特別な問題はないと考えられるが、以下については新しい知見を加える等、適切な記述をするよう心がけた。

・地下水低下工法の特徴
・地下水位低下工法の周辺環境への影響評価手法、規制値
・広域地盤を対象とした地下水位低下工法の設計の流れ
・地震および地震力条件
・液状化危険度の検討

6.2.4　設計例

モデル地区を選定し主要道路を対象に広域的液状化対策工法としての地下水位低下工法の試設計を行っている。これを設計例として取りまとめ、以下について記述した。

・設計条件の設定
・土地利用状況の調査
・改良目標値設定
・対策工の諸元の設定
・周辺環境への影響検討
・総合評価

6.3 まとめと残された課題

本年度は、広域的な液状化対策の実施手順及び昨年度に実施したモデル地区での可能性検討事例を検討し、広域的液状化対策工法の設計マニュアルを作成した。

（鹿島建設）

第７章　液状化対策技術マニュアルに関する研究成果

第７章　液状化対策技術マニュアルに関する研究成果

マニュアルW．Gは、平成６年度設定した体制に従い、現場技術者が使用可能なマニュアル（案）を作成することを目標に鋭意作業を進めてきた。マニュアル（案）は、まだ多くの課題を残すものの本報告書とは別冊の形にとりまとめている。

マニュアル（案）は、以下のⅡ編から構成されている。

Ⅰ．各種構造物の液状化対策工法

１章　総説

２章　調査

３章　各種対策工法に関する一般事項

４章　盛土構造物の液状化対策工法の設計

５章　地中構造物の液状化対策工法の設計法

６章　施工

Ⅱ．広域地盤に対する液状化対策工法

１章　総説

２章　調査

３章　広域的液状化対策工法としての地下水位低下工法の設計

４章　設計例

Ⅰ編の各種構造物の液状化対策工法では、対象構造物は既設および新設であり、入力地震動レベルは中規模地震動を中心としたものである。一方、Ⅱ編はこれまでの研究から対策工として適用性の高い地下水位低下工法に限定し、全般的な内容を網羅したものである。

今回とりまとめたマニュアル（案）は、本研究成果を集大成したものであり、このような各種構造物に対する液状化対策工法の設計・施工法に関するマニュアルはこれまでにないものである。しかし、マニュアル化にあたり、根拠には乏しいものの工学的な判断を加えて大胆に記述している箇所や逆に精力的な研究を行ったものの設計法としては時期尚早との判断から十分に記述されていない箇所がある。これに加え、各工法間で施工実績の有無、研究の進捗度合いの違い等から、各工法間の記述内容には精粗があり、統一的なものとなっていないことは否めない。また、大規模地震動対応の設計法に関しては、時間的な問題もあり、確たる設計法の提案には至らず、設計手法の基本的な考え方と計算方法の事例紹介に留まっている。

以上述べたように、今回作成したマニュアル（案）はまだ十分な内容とは言えず、今後更なる研究を進め、より合理的でかつ一般性の高いものとして行く必要がある。なお、マニュアル（案）に記述した内容は、前述したように本研究成果を凝縮して作成したものであり、それに至る過程や記述内容の根拠等については、平成５年度～平成８年度の報告書を合わせて参考にする必要がある。このことから、マニュアル（案）には研究報告書を参照するよう必要箇所には極力引用文献として掲載するように心掛けた。

（日本技術開発）

第８章　全体のまとめ

第８章　全体のまとめ

本共同研究の今年度の活動の成果の概要は以下の通りである。

8.1　液状化対策工法の開発および整備に関する研究成果

8.1.1　グラウト工法

超微粒子セメント注入材を用いたグラウト工法による実地盤での三次元的浸透特性・固結形状を確認し、効率的な施工を行うための注入量と改良範囲、改良強度、注入孔ピッチの設定等について現場実験で検討した。

① 原地盤における超微粒子セメントの注入量と固結体積の関係、懸濁液の充填状況および強度特性等を確認することができた。しかし、実際の固結直径はグラウタビリティより想定した固結直径より小さく、グラウタビリティは、原地盤に対する注入可否の指標として有効であることがわかった。グラウタビリティ比で注入限界付近と判定される地盤で、固結直径は0.8～1.0mの固結体が造成された。

② 効率的な注入が可能な層と注入不可能な粘性土が互層に存在する場合には、ステップ長を密に設定するほうが効率的な注入が行えるようである。

8.1.2　特殊石灰パイル工法

昨年度に引き続き、屋外ピットを用いて長期安定性の確認を行った。また、中空ねじり試験、振動台実験結果から改良地盤の液状化強度を累積損傷度理論によって、特殊石灰パイル工法の設計法の妥当性を確認し、以下の結果を得た。

① 長期安定性に関する屋外ピット試験で、４年材令のパイル体を掘り起こして作成した供試体の試験より、３年材令から引き続き安定していることがわかった。

② パイルの強度は、セメントの添加量と上載荷重の増加とともに大きくなる。

③ 側方拘束圧の効果を考慮した特殊石灰パイル工法の静的設計法を提案した。

8.1.3　コンパクショングラウチング工法

注入効果が期待できる設計・施工法を確立する目的で、注入材とその形状、実施工における周辺地盤への影響、実施工における地盤のＮ値の変化を解明について実験や観測を行った。

① 脱水率はスランプの大きい注入材料ほど大きい。また、同スランプならばシルト分以下含有量の大きいもののほうが脱水率が大きい。これらの実験結果より脱水収縮係数を0.8～1.0 と設定した。

② 材料配合において礫混入率が20～40％であると注入可能で、礫混入率が30％であると球状に近い形状となった。

③ 施工現場の実測データによると、鉛直土圧および水平土圧の影響範囲は約３～４ｍと推察された。注入部下方にはほとんど影響が認められていない。

④　注入率が高いほどN値の増加も大きい傾向が確認できた。

8.1.4　深層混合処理工法

盛土構造物および地中線状構造物の液状化対策として用いる深層混合処理工法の設計および施工について検討し、以下のような成果を得た。

①　設計法の検討

・改良体に作用する外力に対する改良範囲の感度分析を実施し、慣性力を３０％低減することで従来の改良範囲の約４０％、さらに土水圧を３０％低減することで約５０％とすることができることを示した。

・改良体に働く慣性力については、既往の文献、既往の指針を調査し、改良体に働く慣性力は、地表面で与えられる慣性力用深度を改良体底面の深度に応じて低減して適用できることとした。なお、改良体に働く土水圧については、挙動の複雑さから、土水圧の低減の余地が残されていることを示すに留めた。

・これらの成果を考慮して、盛土構造物、地中構造物の簡易設計法の改良を行い、試計算を実施した。なお、線状地中構造物に関して、直下改良の考え方を提案した。さらに、その内的安定に関しては、バネモデルに変わる方法としてヒンジモデルを提案した。

・Newmarkの方法により、滑動量の推定の検討を実験模型で整合するようパラメータを設定し、プロトタイプに関して検討した。今回設定したモデルでの滑動量は数cmから数１０cmのオーダーの値となり、現行設計法において震度0.12～0.18で設計した改良地盤は、最大加速度300gal程度の地震をうけても盛土構造物の機能を失うほどの変位は生じないと推察され、この方法が大規模地震における改良地盤の変位推定の一方法として適用できる可能性があることを示した。

②　施工法の検討

・砂質土地盤における深層混合改良地盤の改良体の強度の評価に関する文献の調査を実施した。この結果、現場強度と室内強度の比は粘性土の場合よりも大きい傾向があり、この原因として密度の増加、含水比の低減などが原因のように推察された。

・ラップ施工における、オーバーラップ部の調査結果に関する文献を調査した。過去のブロック施工の斜めボーリングや自立山留めの施工状況からラップ部の密着性は確保されていると考えられる。一方、その強度は一般部に比べるとやや小さいとの報告もあり、設計上は一般部におけるよりも低めの強度を設定するのが妥当である。

・液状化対策の効果が示された新潟の事例や最近の施工事例を整理した。

8.1.5　鋼材を用いた対策工法

今年度は、鋼矢板を用いた盛土の液状化対策効果に対する永久変位解析法を用いた検討と、鋼材を用いた対策工法の設計法に関する検討を行った。

①　動的有効応力ＦＥＭ解析法では各種パラメータの設定が複雑であり、また計算時間が膨大で実務レ

ベルで用いるにはかなりの労力を要する。このため、東畑らが提案している比較的簡易な永久変位解析法の鋼矢板を用いた盛土の液状化対策工法への適用について検討を実施した。その結果、減衰定数、地震継続時間、非液状化層厚等のパラメータを適切に設定することができれば、比較的簡易な計算により盛土の変形量を求めることが出来、設計へ反映できる可能性がある。

② 両側鋼矢板と構造物をその間の地盤と等価な剛性をもつ連結部材によって連結した骨組み構造に液状化地盤中の剛な壁体に作用する荷重をもとに定式化した荷重モデルを組み合わせた構造モデルの妥当性に関する検討を、これまでに実施した実験結果と対比することで実施した。この結果、矢板の変形のうち漸増成分に対しては、加振が小さいときは実験結果と計算値が合致するが、大きくなるにしたがい小さい値を与える傾向がある。地盤からの抵抗を地盤反力係数で、表現する際には過剰間隙水圧のみの関数ではなく、繰り返し波数の影響も考慮した評価が必要になる可能性がある。漸増成分に比べて振動成分の計算では、緩詰め層厚が小さい場合は実験結果と合致するが、層厚が大きくなると実験値に比べると過大な値を与える。この場合の結果は、地盤バネに対して非常に敏感であり、地盤バネの与え方の検討が必要である。

8.1.6 締固め工法

締固め工法では、締固め地盤の残留強度に関する検討、残留強度を用いた盛土構造物・地中構造物の試設計、大規模地震動における締固め工法の改良効果に関する検討を行い、設計・施工法に関する残された課題について整理した。

① 大規模地震動（L－2）の構造物の安定性を議論するために必要な強度を設定するため、現在の砂質土地盤の残留強度の研究を概観した上で、石原・吉嶺の研究成果および既往の地震時被災事例や室内試験結果から2種類の残留強度評価式を提案した。これらの評価式による残留強度は、逆算した残留強度と比較すると安全側の値を与えるが、妥当性の検証が必要である。

② ①で提案した残留強度評価式を用いることにより、大規模地震動（L－2）の盛土・地中構造物に対する安定性照査が可能となったが、残留強度評価式により残留強度に与える上載荷重の効果の評価など検討すべき点がある。

③ 兵庫県南部地震における動的締固め工法による改良地盤と未改良地盤の評価を行い、改良地盤の大規模地震時には、これまでとは別の評価指標が必要であることを示した。また、施工上必要最低限の改良仕様の設定を示した。

8.1.7 ドレーン工法

ドレーン工法はドレーン工法の設計法の整備を実施した。このなかでは、実地震での液状化防止効果を確認するとともに、ドレーン打設後のN値の上昇や液状化強度曲線の設定方法をまとめた。

① 実地震でのグラベルドレーン工法の液状化防止効果については、1993釧路沖地震、1994年北海道東方沖地震、1994年三陸はるか沖地震で確認されたことを示した。

② グラベルドレーン工法、人工材を用いたドレーン工法でドレーン打設後のパイル間のN値が上昇し

ていることを示した。

③ ドレーン工法の設計にあたっては、液状化強度曲線が必要となるが、簡易に液状化強度曲線を設定できる方法の妥当性を確認した。

8.1.8 杭基礎の設計法

液状化地盤における杭基礎の液状化強度～水平地盤反力係数および杭と地盤の動的相互作用に関し、昨年度に実施した加圧式土槽実験や遠心模型実験の結果等の知見をもとに、今後の研究に対する基礎的な情報と考慮すべき課題を整理・提示することを目的に以下の検討を実施した。

① 既往の過剰間隙水圧比～地盤反力係数の関係を実験手法および実験条件ごとに整理・分類し、実験手法・条件のうち結果に影響を及ぼすと考えられる要因を抽出して、それらの影響を考察した。この結果、地盤反力係数の低減形態は、地盤反力係数を推定した変異、液状化の発生方式、有効上載圧等の条件に左右されることがわかった。

また、これまでに提案されている実験手法に関し、実地盤・実挙動との対応の観点から特徴と課題についてとりまとめ、今後はできる限り実物大に近いスケールでの模型実験あるいは有効応力解析等を用いて詳細に検討を行う必要があること、１ｇ場の模型振動実験を行う際には、杭模型の剛性の設定、上部工を含めた模型の固有周期等について十分検討を行った上で実験を行うことが重要であることを示した。

② 昨年度実施した1g場での模型振動実験および遠心模型実験の結果をもとに液状化地盤中における杭基礎の振動挙動に関する知見を整理し、過剰間隙水圧上昇時の地盤反力係数について考察した。また、今後杭の振動挙動に基づいて液状化時の水平地盤反力係数の検討を行うにあたって考慮すべき事項の一つとして相似則をとりあげ、実施した模型実験の杭の剛性が実物の範囲内であることを示した。

8.2 盛土・堤防に対する液状化対策工法の開発に関する研究成果

盛土・堤防に対する液状化対策工法の開発に関する研究では、液状化対策技術マニュアルの基本方針、目次構成、内容骨子およびマニュアル（案）作成にあたっての課題と検討事項を整理した。特に、二段階設計法における設計地震力の考え方、対策工法選定の考え方などについて検討した。

研究成果の主な内容を以下に述べる。

① 液状化対策工の基本方針に関する研究

液状化対策技術マニュアル（案）の基本方針、目次構成、内容骨子を検討・提案した。特に、二段階設計法を考慮した液状化対策の必要性の判定の考え方などについて検討した。

② 対策工設計のための地盤および構造物の動的挙動の予測に関する研究

有効応力液状化解析手法（ＬＩＱＣＡ）の適用性を北海道南西地震で被災した後志利別川堤防に対して解析シュミレーションを通じて検討した。この結果、補際程度の異なる２地点の堤体沈下量の違いを再現することができた。粘性土層の扱いや過剰間隙水圧の上昇に伴う浸透流の扱いなど、さらに検討が

必要である。

③　盛土体の耐震補強としてのジオテキスタイルの適用性の検討

ジオテキスタイルによる簡易設計法を提案し、既往の振動台実験結果をもとに検証を行った。この結果、簡易設計法として、初期せん断応力を考慮した全応力法による円弧すべり計算手法の適用性が高いこと、盛土の沈下量と安全率の間には相関がみられたが、無補強盛土と補強盛土ではすべり安全率と沈下量の関係が異なることがわかった。

④　簡易設計法の開発に関する研究

地盤系対策工法の簡易設計法のベースである動的強度・残留強度を用いた全応力法による円弧すべり計算手法について、大規模地震動（Ｌ－２）を対象とした試設計を通じて適用性を検討した。この結果、中規模地震動（Ｌ－１）を対象とした検討において、動的強度を用いた全応力法によるすべり安全率は有効応力法のそれより大きな値をあたえること、残留強度を用いた全応力法によるすべり安全率は、残留強度の算定方法により大きく異なることがわかり、設計手法に内在する課題について整理した。

また、各対策工法について、中規模地震動（Ｌ－１）および大規模地震動（Ｌ－２）を対象として提案された簡易設計法における残された課題を整理した。

⑤　液状化対策工法の適用性に関する研究

河川堤防を対象とした試設計モデルに対し、中規模地震動（Ｌ－１）を対象として、提案した簡易設計法による試設計を実施した。試設計を通じて、設計法の実施の可能性および適用性を検討した。

盛土構造物に適用可能な対策工法の選定にあたっての留意事項について検討した。さらに、工法選定の手順、既設道路盛土および既設河川堤防に対する一次選定について検討した。

⑥　液状化対策技術マニュアルの作成

既設の盛土構造物を対象とし、二段階設計法による液状化対策技術マニュアルを作成した。

8.3　地中構造物（線状・面状）に対する液状化対策工法の開発に関する研究成果

地中構造物（線状、面状）に対する液状化対策工法の開発に関する研究では、耐震対策工法の設計法の基本方針・体系に関する研究、面状地中構造物の動的挙動に関する研究、液状化対策技術マニュアル（案）の作成を主な研究項目とした。

線状構造物のグループ（第三グループ）と面状構造物のグループ（第四グループ）は、両グループに共通な研究項目が多いため、今年度も合同で研究を実施し、以下のような成果を得た。

①　地中構造物に適用する液状化対策工法の設計法の基本方針、体系に関する研究

地盤系設計法を用いた場合の地中構造物の地震時水平変位量の簡易算定手法を検討するため、既往の地震時水平変位の算定手法を調べ、モデルを設定して、算定法の問題点、特徴と結果を比較した。しかし、実現象との対比ができていないので、評価ができない。実設計では、詳細な数値計算等を用いた詳細な照査が望ましい。

②　面状地中構造物の動的挙動に関する研究

面状構造物の動的挙動を二次元解析と三次元解析により比較検討したところ、二次元解析で概ね表現可能である結果が得られた。また、昨年までに実施した解析結果と総合すると、平面積の大きい面状地中構造物は平面積の小さい線状地中構造物より浮き上がりにくいようである。

③ 液状化対策技術マニュアル（案）の作成

マニュアル（案）のとりまとめのため、各対策工法に対する試計算を実施し、設計法の課題を抽出した。大規模地震動に対する設計法は十分に検証されたものではないが、基本的な考え方を提示した。

8.4 広域的液状化対策の開発に関する研究成果

「広域的液状化対策工法の開発」では広域として既存の主要道路を対象とし、広域的液状化対策工法に関する調査、広域的液状化対策工法の可能性の検討を実施し、広域的液状化対策工法として地下水位低下工法が適用可能であること、適用にあたっては、既存の技術で対応可能であることを明らかにしてきた。

本年度は、広域的な耐震地盤対策の実施手順およびモデル地区での可能性検討事例をマニュアル化した。

8.5 液状化対策技術マニュアルに関する研究成果

現場技術者が使用可能なマニュアル（案）を作成した。マニュアル（案）は、Ⅰ．各種構造物の液状化対策工法 とⅡ．広域地盤に対する液状化対策工法のⅡ編から構成されている。

各種構造物の液状化対策工法では、対象構造物は既設のものを中心に、入力地震動レベルは中規模地震を対象とした。一方、広域地盤に対する液状化対策工法では、適用性の高い地下水位低下工法に限定し、全体的な内容を網羅している。

各種構造物に対する液状化対策工法に関する具体的なマニュアルはこれまでにないものであるが、これらの内容は研究途上の成果を反映させているため、多くの問題を内包しており、より合理的で一般性の高いものにする必要がある。

（不動建設）

総　括　編

はじめに

本共同研究は、平成４年度から８年度の５か年度にわたり、液状化性地盤に位置する盛土および地中構造物に対する液状化対策工法の設計法および施工法についての検討を行ったものである。

その研究成果はこれまで年度毎にとりまとめてきた。本報告書では、前半部において、最終年度にあたる平成８年度の成果を報告している。５か年にわたる研究の成果は別途、「液状化対策工法設計・施工マニュアル（案）」（共同研究報告書第186号、1997年８月）としてとりまとめられている。ここでは、５年間の研究活動を明確にするために、得られた成果および今後の課題を、総括編としてとりまとめている。

液状化対策工法については従来より各種工法が提案され、基礎的研究も多く、かつ一部の分野で実績が積み重ねられてきている。しかしながら、具体的な構造物へ適用する場合の設計法についてはほとんど未解明であった。本共同研究はこのような状況の下に始まったが、共同研究が終了した現在でも多くの技術的課題を残すものとなった。特に兵庫県南部地震以降に新たな課題となった大規模地震動対応の設計法については、検討の入り口に到達したに過ぎない。いずれにせよ、本共同研究の成果が、今後のより一層の技術的発展の足がかりになれば幸いである。

1. 液状化対策工法の開発および整備に関する研究成果

1.1 グラウト工法の設計・施工法の検討

1.1.1 研究の目的

既設の地中構造物や基礎構造物を対象にした液状化対策として、従来工法では施工不可能な既設構造物直下地盤の改良が可能で、騒音・振動、隣接構造物への影響など施工上の制約が少ないグラウト工法の適用が考えられる。グラウト工法は、注入材を地盤間隙へ圧入し固結させる工法であり、液状化対策として既設の地中構造物直下あるいは側方の砂地盤への注入を行うにあったては、①構造物の変位が生じないよう地盤の動きを最小限に抑えること、②構造物側方の注入孔から構造物直下までの距離を注入できること、③改良地盤が耐久性を有すること、④液状化強度の増強等が必要とされる。

本研究では、以上の要件を満たす注入材を選定し、液状化対策としての適用性を検討し、グラウト工法の実用化を図ることを目的とした。

1.1.2 研究計画と実施工程

グラウト工法の研究計画と実施工程を表-1.1.1に示す。

表-1.1.1 研究計画と実施工程

項目＼実施年度			平成4年度	平成5年度	平成6年度	平成7年度	平成8年度
研究計画立案			------ ——	——			
グラウト工法の開発	工法適用適正範囲の調査		----- ——				
	開発研究	注入材料特性試験	-----	----------	----------	----------	-----
		大型土槽注入実験		----- ——	——	——	
		現場注入実験			----------	----- ——	——
	マニュアルの作成				——	----- ——	----------

※----- ：計画、—— ：実施

1.1.3 得られた成果

平成4年度～8年度の主な研究内容として、室内注入試験、土槽注入実験、振動台実験、現場施工実験等を行い以下の成果が得られた。

(1) 室内注入試験

1) 材料選定

浸透性および耐久性に優れた超微粒子セメントを注入材として選定した。

2) 浸透特性

① 水・セメント比（W/C）=1,000%、分散剤添加率（D/C）=8～10%が超微粒子セメントの浸透性能を十分発揮させる材料配合であることを確認した。

② 固結長は、地盤の透水係数と強い相関があり、超微粒子セメント懸濁液の浸透限界は、透水係数 $k=1\times10^{-3}$cm/sec を確認した。

3) 固結体の長期耐久性

3年の試験期間において、有意な長期的強度劣化は見られなかった。

(2) 土槽注入実験

1) 三次元的浸透性

① 6号珪砂($k=3\times10^{-2}$cm/sec)においては、平均径2.2m、高さ3.3mの円柱状固結体を形成することができた。

② 7号珪砂($k=7\times10^{-3}$cm/sec)においては、平均径1.4m、高さ2.4mの偏平球状固結体を形成することができた。

2) 強度特性

固結体の強度は、一軸圧縮強さで20kgf/cm²以上であった。

3) 改良効果確認方法

① ロータリーサウンディングより得られた固結長は、実測の固結長と一致しており、ステップ注入の固結ラップ状況を推定する際に有効な調査法の一つである。

② 比抵抗トモグラフィーによる注入後の見掛け比抵抗値の分布と固結形状は必ずしも一致しない。

(3) 振動台実験

既設構造物の両脇に改良体を配置する場合、改良体のラップおよび構造物下端より上まで改良体を形成することにより、構造物の浮き上がりを防止することができる。

(4) 現場施工実験

原地盤における超微粒子セメントの注入量と固結体積の関係、懸濁液の充填状況および強度特性等を確認することができた。また、注入可否の判定指標としてグラウタビリティー比が有効であることを確認した。

1.1.4 残された課題

① グラウト工法は、強制的な圧入、撹拌により改良体を形成する工法とは異なり、その改良径は主に地盤の性状に支配されるため、実際の地盤における施工仕様決定のﾃﾞｰﾀを蓄積して行く必要がある。

② グラウト工法は、設計範囲をもれなく所期の目標値に固結することが必要条件といえる。したがって、対策後に改良体の評価を行い、改良範囲を確認する必要がある。現在、評価方法として①標準貫入試検討等による改良効果の評価、②現場透水試験による改良効果の評価、③サンプリング試料の室内試験による改良効果の評価等があるが、いずれも測定値が改良範囲全体の状態を代表しているとはいえない。今後は精度が高く、迅速簡単な評価方法が望まれる。

(小野田ケミコ)

グラウト工法　共同研究成果　外部発表文献リスト

No	年度	発表件名	著者	文献名	ページ
1	1994	液状化対策を目的とした超微粒子セメント懸濁液注入による浸透性について（その2）	有間一浩 松尾　修 古関潤一	第29回土質工学研究発表会	2121～2124
2	1994	超微粒子セメント注入材による土槽注入実験	藤井壮一 新越寿郎 有間一浩 松尾　修 古関潤一	土木学会第49回年次学術講演会	1496～1497
3	1995	液状化対策を目的とした超微粒子セメント懸濁液注入による浸透性について（その3）	佐野昌明 松尾　修 古関潤一	第30回土質工学研究発表会	2093～2096
4	1995	液状化対策を目的とした超微粒子セメント懸濁液注入による浸透性について（その4） ―浸透性、耐久性、強度発現―	佐野昌明 松尾　修 古関潤一	土木学会第50回年次学術講演会	1454～1455
5	1995	液状化対策を目的とした注入工法（超微粒子セメント）の施工仕様について ―振動台実験における結果と考察―	古関潤一 佐野昌明 松尾　修	土木学会第50回年次学術講演会	558～559
6	1995	超微粒子セメント注入材による土槽注入実験（その2）	藤井壮一 新越寿郎 下田正雄 松尾　修 古関潤一	土木学会第50回年次学術講演会	1492～1493
7	1996	Microfine cement grouting as a countermeasure against liquefaction	Masaaki Sano, Masao Shimoda, Osamu Matsuo, Junichi Koseki	Proceedings of IS-Tokyo'96/ The Second International Conference on Ground Improvement Geosystems, Grouting and Deep Mixing, vol.1	65～70
8	1996	Properties of microfine cement grout and grouting tests using the simulated soil.	Ryozo Yonekura, Masaaki Terashi, Mitsuhiro Shibazaki	Proceedings of IS-Tokyo'96/ The Second International Conference on Ground Improvement Geosystems, Grouting and Deep Mixing, vol.1	31～36
9	1996	液状化対策を目的とした超微粒子セメント懸濁液注入による浸透性について（その5）	市川公彦 松尾　修 古関潤一	第31回地盤工学研究発表会	119～120
10	1996	超微粒子セメント注入材の浸透限界地盤に関する研究	新越寿郎 佐野昌明 松尾　修 藤井壮一	第31回地盤工学会研究発表会	121～123

No	年度	発表件名	著者	文献名	ページ
11	1996	懸濁液型注入材の注入効率に関する基礎研究	藤井壮一 新越寿郎 佐野昌明 市川公彦	土木学会第51回 年次学術講演会	556～557
12	1997	超微粒子セメント懸濁液注入による砂地盤での現場施工実験（その１）	渕上憲児 下田正雄 松尾　修	第32回地盤工学研究 発表会	2263～2264
13	1997	超微粒子セメント懸濁液注入による砂地盤での現場施工実験（その２）	藤井壮一 佐野昌明 市川公彦 松尾　修 新越寿郎 渕上正芳	第32回地盤工学 会研究発表会	2265～2266
14	1997	超微粒子セメントの浸透性を利用した高圧噴射撹拌工法の開発（その１）	佐野昌明 新越寿郎 藤井壮一 松尾　修	第32回地盤工学研究 発表会	2267～2268
15	1997	超微粒子セメントの浸透性を利用した高圧噴射撹拌工法の開発（その２） ～固結体造成について～	新越寿郎 佐野昌明 藤井壮一 佐藤奈緒美 市川公彦 松尾　修	第32回地盤工学研究 発表会	2269～2270
16	1997	超微粒子セメント懸濁液注入による砂地盤での現場施工実験（その３）	藤井壮一 佐野昌明 松尾　修 新越寿郎 渕上憲児	土木学会第52回 年次学術講演会	462～463

1.2 特殊石灰パイル工法の設計・施工法の検討

1.2.1 研究の目的

特殊石灰パイル工法は、ケーシングパイプを地盤に回転圧入して、地盤を拡幅し、ケーシングパイプ内へ特殊石灰を主とした材料を投入し、これを引き抜くことにより地盤をパイル状に置換して、パイル材料と地下水との化学反応を起こさせ、パイル間地盤を静的に締め固め、硬化するパイルとよく締まった地盤との複合地盤を形成せしめて地盤を改良する工法である。工法開発の基礎実験、現場試験は終了した段階であったが、工法原理を数値的に把握すること、振動台実験による液状化抵抗の把握などが主に残されていた課題であった。共同研究に当たり、具体的には次のような研究目的を設定した。

① 屋外ピット試験による改良効果の把握。
- ケーシングパイプ圧入効果と特殊石灰パイルの膨張による効果の分離。
- 凍結サンプルの液状化試験による液状化強度の把握。
- 特殊石灰パイルの長期強度の把握。

② 振動台実験による改良地盤の液状化強度の把握。
- パイル置換率による効果への影響把握。
- 改良範囲への知見を得ること。
- 地中構造物の浮上がり防止効果の把握。

③ パイル強度の増加を図る新たなパイル材料の開発。

④ 設計法の検討
- 土圧増加を考慮した液状化強度の設定。

本研究では、以上のような研究目的を設定し、最終的には特殊石灰パイル工法の液状化対策としての適用性を検討し、本工法の設計法を確立することを目的とした。

1.2.2 研究計画と実施工程

特殊石灰パイル工法の研究計画と実施工程を表-1.2.1に示す。

表-1.2.1　研究計画と実施工程

項目番号	共同研究における研究項目	具体的研究方法、実施作業項目	全体工程				
			4年度	5年度	6年度	7年度	8年度
1	既存技術の整理、問題点の抽出		-------				
2	設計法の統一化		-------	-------			
3	構造物毎の可能工法の抽出・適用上の留意点の検討		-------				
4	必要改良範囲及び複合地盤の実験・解析的検討	振動台実験		-------	-------		
5	工法の効果検証①（パイル体強度）	室内配合実験（パイルの強度増加に関する実験）	-------	-------	-------		———
6	工法の効果検証②（長期強度及び液状化強度）	屋外ピット試験	-------	-------	-------		———
7	工法の効果の現地調査法	屋外ピット試験		-------	-------		
8	工法の設計法	設計方法の検討		-------	-------		
9	工法適用性のための試算検討				-------	-------	
10	マニュアル作成					-------	-------

※ ------：計画、———：実施

1.2.3　得られた成果

平成4年度から8年度の主な研究内容として、振動台実験、パイルの強度増加に関する実験、屋外ピット試験などを行い、以下の成果が得られた。

(1) 振動台実験

1)　改良効果

・無対策、砂杭、特殊石灰パイル打設の各ケースを比較した実験で、特殊石灰パイル工法の改良効果は顕著であった。

・砂杭打設の場合との比較では、パイル間地盤の相対密度が同一でも、液状化抵抗は非常に大きくなり、側方拘束圧による改良効果が認められた。

・土槽の半分を無改良部として、パイル打設ピッチを変えた2ケースの比較から、改良地盤の液状化抵抗が、相対密度の比と平均主応力の比で推定できることを示した。

2)　改良範囲

・土槽の半分を無改良部として、パイル打設ピッチを変えた2ケースの実験では、改良した範囲でも無改良部近辺では、無改良部からの過剰間隙水圧の伝播によって過剰間隙水圧の上昇が見られた。

・有効上載圧の小さい模型地盤であるため、損傷領域に対する定量的な評価には至らなかった。

3) 地中構造物の浮上がり対策

・無対策およびパイル打設ピッチを変えた3ケースの実験で、パイル打設ピッチが密になるほど、地中構造物の浮上がり量が小さくなることが認められた。

・アクリル板に設置した縦横メッシュの変位量から、地中構造物の下部への砂の回り込み量が構造物の浮上がり量に相当することを確認した。

・浮上がり安全率と浮上がり量の関係では、浮上がり安全率1.1で浮上がりが生じ、0.85になると急激な浮上がりとなった。

・すべり安全率と浮上がり量の関係では、すべり安全率1.6で浮上がりが生じ、1.0を下回ると急激な浮上がりとなった。

・浮上がり量との相関は、すべり安全率の方が浮上がり安全率より良い傾向がある。

・すべり安全率が1.6のとき作用側と抵抗側のモーメントが釣り合い、浮上がりが停止すると仮定して浮上がり量を予測し、実測値と比較したところ、地盤が全面的に液状化して、すべり安全率が0.9を下回る前の段階では良く適合した。

(2) 室内配合実験（パイルの強度増加に関する実験）

1) 強度特性

・添加するセメントの種類としては、普通セメントよりも高炉セメントの方が大きな強度が発現する。

・特殊石灰の粒径は小さいほど良く、2㎜以下の粒径のものが最も大きな強度を発現する。

・パイルの一軸圧縮強さは、膨張率と反比例の関係となる。

・上載圧と周辺地盤の相対密度に比例して、パイルの受ける拘束圧が大きくなり、パイルの一軸圧縮強さが増加する。

・一軸圧縮強さと変形係数の関係は、概ね$E_{50}=120q_u$で表される。

・同一拘束条件のもとで、パイルの一軸圧縮強さは、単位固化材量に比例する。

・固化材として高炉セメントと水砕スラグ微粉末を比較した場合、水砕スラグ微粉末の方が膨張率が小さくなり、強度が大きくなる傾向がある。

・固化材として、硬化遅延性セメントを使用すると、高炉セメントB種に比べて、約20%の強度増加が得られる。

・材令と一軸圧縮強さの関係を調べた結果、固化材種類として高炉セメントB種、水砕スラグ微粉末のいずれにおいても、正の比例関係が認められる。

2) 膨張特性

・特殊石灰パイルの膨張率は、概ね0.4前後である。

・パイルの膨張率は、周辺地盤の相対密度とパイル面積比が小さいほど、大きくなる。また上載圧の影響も受け、上載圧が大きいほど膨張率は小さくなる傾向がある。

(3) 屋外ピット試験

1) 改良効果

・打設1ヶ月後に実施した動的コーン貫入試験を実施した結果、特殊石灰パイル間のN$_d$値は、水砕スラグ配合と高炉セメント配合で有意な差はなく、ともに砂杭間に比べても、大きな値となった。

・ステップドブレードの挿入により土圧を計測した結果、改良前K$_0$値の約0.7が改良後は約2.5に増加していることを確認した。

・平板載荷試験では、特殊石灰パイル間の地盤剛性は、改良前の約2倍となっていた。

・繰返し三軸試験および中空ねじり試験の結果、平均有効主応力で無次元化したせん断強度比は、改良前に比べて約20%増加した。これは有効上載圧で無次元化した場合、約2倍に相当する。

2) 長期安定性

・材令6ヶ月から4年までのパイルを掘り出して一軸圧縮試験を行った結果、材令とともに一軸圧縮強さは増加しており、現段階では長期的に安定な材料であると判断できる。

・パイルの膨張径は、材令に関係なく、ほぼ60cm（膨張率0.4相当）以上であった。

(4) 設計法

・N値とK値を指標にした静的設計法試案を現在までのデータを使って提案した。

・盛土構造物あるいは線状、面状地中構造物に対する本工法の設計については、改良仕様を決める際に、この設計法に基づいて液状化強度Rを定めることにした。地震時せん応力比Lは各構造物毎の基準類に基づいて決め、R＞Lとなるように特殊石灰パイルの仕様を決める静的設計法の提案をした。

1.2.4 残された課題

① 設計法として土圧を考慮した設計法を提案したが、平均有効主応力と相対密度とN値の関係が完全には明確になっていない。今後、実施工において、水平土圧の計測データを収集、整理していく必要がある。また、拘束応力に関する動的せん断強度比の補正では、$(1+2K_0)/3$ をK値によって低減するようにしているが、この補正に関しては様々な意見があり、今後検討を要する。

② パイルの強度特性に関しては、様々な知見が得られたが、設計法には反映し得なかった。複合地盤としての設計法の検討を引き続き行う必要がある。

③ パイルの膨張特性にまだ不明な点が多い。パイルの膨張に寄与する因子としては、特殊石灰の焼成度、パイルの単位体積当たり石灰量、パイルの打設時間隙率、パイルの打設時置換率、周辺地盤の密度などが挙げられ、これらの相乗効果で膨張率が決定されると考えられる。将来的にパイルの配合設計を実施する必要もあることから、今後も室内実験、現場実験などによって検討していく必要がある。

④ 材令4年に至るまで、一軸圧縮強さq_uは着実に増加しており、現段階の判断では、長期安定性に対する懸念はないと考えられる。平成9年度に材令5年として残り2本の強度試験を行うが、今後も実施工パイルの長期安定性の調査を引き続き進める必要がある。

（戸田建設）

特殊石灰パイル工法　共同研究成果　外部発表文献リスト

No	年度	発表件名	著者	文献名	ページ
1	1993	特殊石灰パイル工法による屋外ピット実験（その1：実験計画と地盤条件）	光成　高志 伊勢本昇昭 保井　美敏 金子　　治 別所三千夫 岩城　正典 古関　潤一 鷲田　修三	第28回土質工学研究発表会	2395～2396
2	1993	特殊石灰パイル工法による屋外ピット実験（その2：締固め効果）	光成　高志 伊勢本昇昭 保井　美敏 中村　良雄 下田　正雄 別所三千夫 古関　潤一 鷲田　修三	第28回土質工学研究発表会	2397～2398
3	1993	特殊石灰パイル工法による屋外ピット実験（その3：土・水圧測定結果）	光成　高志 伊勢本昇昭 保井　美敏 金子　　治 下田　正雄 別所三千夫 古関　潤一 鷲田　修三	第28回土質工学研究発表会	2399～2400
4	1993	特殊石灰パイル工法による屋外ピット実験（その4：液状化試験結果）	光成　高志 伊勢本昇昭 保井　美敏 金子　　治 下田　正雄 別所三千夫 古関　潤一 鷲田　修三	第28回土質工学研究発表会	2401～2402
5	1993	特殊石灰パイルの強度増加に関する実験	朝倉　弘明 橋本　　司 渡辺　稔明 落合　正水 谷澤　　亮	第48回土木学会年次学術講演会講演概要集III	592～593
6	1994	特殊石灰パイル工法の振動台実験	光成　高志 金子　　治 渡辺　稔明 柴田　　靖 下田　正雄 別所三千夫 松尾　　修 古関　潤一 近藤　浩市	第29回土質工学研究発表会	825～828
7	1994	特殊石灰パイル工法による屋外ピット実験（その5：液状化強度の検討）	光成　高志 伊勢本昇昭 保井　美敏 金子　　治 古関　潤一	第29回土質工学研究発表会	829～830

No	年度	発表件名	著者	文献名	ページ
8	1994	特殊石灰パイルの強度増加に関する実験	柴田　靖 橋本　司 倉林　清 谷澤　亮 渡辺　稔明 朝倉　弘明 光成　高志	第29回土質工学研究発表会	2281～2284
9	1994	特殊石灰パイルの長期強度に関する屋外ピット試験	光成　高志 伊勢本昇昭 保井　美敏 金子　治 渡辺　稔明 柴田　靖 下田　正雄 別所三千夫	第29回土質工学研究発表会	2285～2286
10	1994	特殊石灰パイルによる液状化対策工法の開発	光成　高志 伊勢本昇昭 保井　美敏 金子　治	第1回 地盤改良シンポジウム発表論文集	229～234
11	1994	Experiments and Application of the Liquefaction Remediation Measure Using Special Lime Piles	光成　高志 渡辺　稔明 柴田　靖 花田　光雄	第4回 液状化ワークショップ	
12	1994	特殊石灰パイルの強度増加に関する試験	朝倉　弘明 渡辺　稔明 柴田　靖 谷澤　亮 橋本　司 倉林　清 下田　正雄 別所三千夫	第49回土木学会年次学術講演会講演概要集III	1402～1403
13	1994	特殊石灰パイル工法の振動台実験及び有効応力解析	渡辺　稔明 橋本　司 柴田　靖	第49回土木学会年次学術講演会講演概要集III	1484～1485
14	1994	特殊石灰パイルの強度増加に関する屋外ピット試験	柴田　靖 渡辺　稔明 谷澤　亮 朝倉　弘明 橋本　司 倉林　清 下田　正雄 別所三千夫	第49回土木学会年次学術講演会講演概要集III	1486～1487
15	1994	特殊石灰パイルによる液状化対策に関する屋外ピット試験	光成　高志 伊勢本昇昭 保井　美敏 金子　治	第9回 日本地震工学シンポジウム	937～942
16	1995	特殊石灰パイル工法による地中構造物の地震時浮き上がり抑制効果に関する振動台実験	柴田　靖 渡辺　稔明 下田　正雄 別所三千夫 松尾　修 近藤　浩市 古関　潤一	第30回土質工学研究発表会	821～822

No	年度	発表件名	著者	文献名	ページ
17	1995	特殊石灰パイル工法による改良境界部の挙動に関する振動台実験	光成　高志 伊勢本昇昭 渡辺　稔明 金子　治 下田　正雄 別所三千夫 松尾　修 近藤　浩市 古関　潤一	第30回土質工学研究発表会	823～824
18	1995	特殊石灰パイル改良地盤の相対密度及び土圧と液状化強度の関係	光成　高志 渡辺　稔明 伊勢本昇昭 下田　正雄 別所三千夫 松尾　修 近藤　浩市 古関　潤一	第30回土質工学研究発表会	2279～2280
19	1995	土圧増加を考慮した特殊石灰パイル工法の設計法に関する研究	光成　高志 松尾　修 古関　潤一	第30回土質工学研究発表会	2297～2298
20	1995	硬焼生石灰による液状化対策工法の研究	光成　高志 伊勢本昇昭 保井　美敏 金子　治 下田　正雄 別所三千夫	材料，Vol.44, No.503	998～1002
21	1995	特殊石灰パイルの振動台実験 (地中構造物の地震時浮き上がりの検討)	柴田　靖 渡辺　稔明 谷澤　亮 朝倉　弘明 松尾　修 近藤　浩市 古関　潤一	第50回土木学会年次学術講演会講演概要集Ⅲ-A	566～567
22	1995	特殊石灰パイルの室内強度実験	渡辺　稔明 柴田　靖 谷澤　亮 朝倉　弘明	第50回土木学会年次学術講演会講演概要集Ⅲ-B	1526～1527
23	1995	特殊石灰パイルによる振動台実験 (その1：密度及び土圧の増加と液状化強度の関係)	伊勢本昇昭 光成　高志 金子　治	日本建築学会大会学術講演梗概集B-1	1089～1090
24	1995	特殊石灰パイルによる振動台実験 (その2：改良境界部の挙動および浮上がり抑制効果)	金子　治 光成　高志 伊勢本昇昭	日本建築学会大会学術講演梗概集B-1	1091～1092
25	1995	土圧増加を考慮した特殊石灰パイル工法の設計法に関する研究	光成　高志 伊勢本昇昭 金子　治	日本建築学会大会学術講演梗概集B-1	1093～1094

No	年度	発表件名	著者	文献名	ページ
26	1995	A New Liquefaction Remediation Measure Using Hard Burnt Lime	Takashi Mitsunari, Noriaki Isemoto, Mitsuo Hanada, Hiroyasu Itou, Masao Shimoda, Michio Bessho	Inorganic Materials Vol.2, No.256	153～165
27	1996	特殊石灰パイルにより改良した地盤の液状化強度の評価法	柴田　靖 松下　清一 渡辺　稔明 朝倉　弘明	第51回土木学会年次学術講演会講演概要集Ⅲ-A	318～319
28	1996	特殊石灰パイルの強度に及ぼす土被圧の影響	渡辺　稔明 松下　清一 朝倉　弘明 柴田　靖 下田　正雄 別所三千夫	第51回土木学会年次学術講演会講演概要集Ⅲ-B	592～593
29	1996	土圧増加を考慮した特殊石灰パイル工法の設計法に関する研究 (実測液状化強度比の検討)	光成　高志	日本建築学会大会学術講演梗概集B-1	821～822

1.3 コンパクショングラウチング工法の設計・施工法の検討

1.3.1 研究の目的

既設構造物に対する液状化対策工法の一つとして、非流動性の注入材を地盤中に圧入し、均一な固結体を形成するとともに、周辺の地盤を圧縮強化するコンパクショングラウチング工法の適用に関して研究開発を行う。

そのために、既存文献を分析したうえで室内実験、実大実験を行い、また、実施工における諸計測を行いその締固めのメカニズムを解明し、既設構造物に対する影響を調査するとともに、適用条件を検討して設計法、評価法、施工管理法を確立することを、研究の目的とする。

研究項目

既設構造物に対する液状化対策工法の開発

研究内容

(1) コンパクショングラウチング工法についての米国の既存資料の収集および分析
(2) コンパクショングラウチング工法に使用する注入材料に関する研究
(3) 注入形状の把握(室内試験、現場実験)
(4) 締固めメカニズムの調査、解明
(5) 設計法、評価法の確立
(6) 既設構造物に対する影響度の測定、調査
(7) 施工管理手法、適用条件の策定

1.3.2 研究計画と実施工程

研究項目	4年度	5年度	6年度	7年度	8年度	
既存資料の収集および分析	計画 …… 実施 ——	……				
注入材料に関する研究		…… ——	…… ——	——		
注入形状の把握(室内試験)		…… ——	——	——		
〃 (現場実験)		…… ——	——			
締固めメカニズムの調査、解明		…… ——	…… ——	——		
設計法、評価法の確立			…… ——	——		
既設構造物に対する影響度の測定、調査			…… ——	…… ——		
施工管理手法、適用条件の策定			……	…… ——	——	
マニュアルの作成				…… ——	…… ——	
まとめ					…… ——	——

1.3.3 得られた成果

1) 注入材を圧送する際に適切な流動性を確保するためには、礫分を20%程度以上混入させるのがよいことがわかった。

2) 圧入が周辺地盤へ及ぼす影響を、実施工例を用いて、土圧および変位について調べたところ、実質的な影響範囲は注入孔からおおよそ4m程度であった。

3) 実施工例のデータを用いて地盤の締固め効果をN値によって調べたところ、注入率が高いほどN値の増分が大きくなること、設計法によるN値増分の評価は概ね妥当であることが認められた。

1.3.4 残された課題

1) 静的締固めに関する試験法の確立

2) 実施工による締固め効果のさらなる確認

3) 簡易設計法の確立

4) 砂粒分20%以上の静的締固め効果の確認、及び設計法の確立(排水材との併用等)

(三信建設工業)

1.4 深層混合処理工法の設計・施工法の検討

1.4.1 研究の目的

(1) 工法の概要と原理

地盤に液状化が発生すると、盛土構造物の破壊や大規模な変形、地中構造物の浮き上がり、あるいは重要構造物の沈下などの災害が発生する。わが国では1964年に発生した新潟地震や、最近では日本海中部地震、兵庫県南部地震などで液状化による大規模な災害が発生している。

本工法はこのような液状化に伴う災害を克服する技術で、深層混合処理工法の一部に位置付けられる工法ではあるが、地盤中に格子状に固化した改良体を造成したり、ブロック状の改良を行う点に最も大きな特徴を有する。

次に原理を述べると以下のとおりである。

① 改良された地盤そのものは、土粒子が安定材によって固化されているため液状化しない。

② 格子状あるいはブロック状に改良した改良地盤で挟まれた砂地盤のせん断変形を地震時に抑止するので、過剰間隙水圧の発生が抑制出来る。その結果、地震時に地盤の大変形を防止することが出来、災害から構造物を保護出来る。

(2) 研究の目的

本共同研究のフェーズ1（昭和60年度～平成2年度）で開発された本工法に関する設計・施工法をより合理化すべく次のような目的を設定した。

1) 設計法

① 外力の見直しを行い、経済的な改良地盤に出来る設計法を側方改良だけではなく、直下改良においても確立する。

② 大規模地震に対する改良地盤の滑動量計算式を確立する。

③ 合理的な格子間隔を設定出来る論理を構築する。

2) 施工法

① 施工実績を収集・分析し、施工に関する基礎資料を得る。

② 砂質改良土の特性を把握する。

1.4.2 研究計画と実施工程

深層混合処理工法の研究計画と実施工程を表－1.4.1 に示す。

表-1.4.1 研究計画と実施工程

NO	研究項目	研究内容	工程				
			平成４年度	平成５年度	平成６年度	平成７年度	平成８年度
1	既設計法の問題点の検討（両脇改良タイプ）	①問題点の把握	----------				
		②ﾊﾟﾗﾒｰﾀｽﾀﾃﾞｨの計画と実施	------	----------		----------	
		③変形量の計算の計画と実施		----------	----------	----------	
		④まとめ			----------	----------	
2	新設構造物に対する適用上の課題の検討（直下改良タイプ）	①振動実験の計画と実施	------	----------	----------		
		②ﾊﾟﾗﾒｰﾀｽﾀﾃﾞｨの計画と実施			----------		
		③動的外力の検討			----------		
		④ＦＥＭ解析の実施				----------	
		⑤変形量の計算の実施				----------	
		⑥まとめ					--------
3	その他の課題の検討	①円弧すべり法の可能性検討				----------	
		②適正な格子間隔の検討				---------	-----
		③まとめ					------
4	施工法の検討	①実績の調査と収集と分析	----------	----------	------		----------
		②関連文献の収集と分析			--------		----------
		③まとめ					----------
5	マニュアルの作成				----------	----------	----------

※ ------：計画、 ——：実施

1.4.3 得られた成果

平成４年度から平成８年度までの成果を設計法と施工法に区分して時系列的に以下に記述する。

(1) 設計法

1) 平成４年度および５年度

① 現行設計法（両脇改良タイプ）のパラメータスタディを盛土構造物、掘割構造物に対して実施し

た。その結果、この設計法の適用限界を把握出来た。

② 直下改良タイプの設計法提案の条件を整備した。

③ 設計法の持つ問題点や不合理点を解決するための手段について整理した。

④ 改良地盤の変形量を計算するための手法を調査した。

2) 平成6年度

① 両脇改良タイプに関して変形量をNewmark法で推定した。その結果、現状では設計法に組み込めるレベルではないことが分かった。平成6年度に実施した振動実験の結果を基に、再度計算し精度を再確認する必要がある。

② 直下改良タイプに対して振動実験を4ケース実施した。その結果、無対策の場合に比べて盛土直下を改良すると、はるかに盛土の沈下抑制効果があることが分かった。また低強度改良体では、鉛直せん断や端趾圧による破壊が見られた。

③ 模型振動実験を対象として設計法の改良に関して検討を加えた。その結果、既往の設計法による外的安定の照査は妥当であること、一方、内的安定の照査は若干の危険側となることが分かった。また、実験結果の動的外力に対して詳細な検討を加えた結果、2段階入力設計法に関する方向性の示唆が得られた。しかしながら、設計外力の決め方には課題が残っている。

3) 平成7年度

① 等価線形化手法により既往の強震記録を対象に解析を行った結果、改良による耐震効果は説明出来るが、今回の計算条件ではひずみが発生しにくい計算となっていることに留意する必要がある。今後の課題として、これらの結果を利用して既往の設計法の改良を行う必要がある。

② 直下改良タイプに対する模型振動実験結果のＦＥＭ解析を実施した。その結果、せん断ひずみ分布は改良体の端部に集中しており、この部分に応力集中していることが分かった。

③ 直下改良タイプに対する変形量の推定をNewmarkの方法を使用して実施した。その結果、正弦波入力の実験事例では実現象を再現出来そうなことが分かった。

④ 改良地盤に円弧すべり手法が適用可能かどうかの検討を行った。その結果、実験結果との比較においては、必ずしも円弧すべり計算のみで設計することは望ましくないことが明らかとなった。

⑤ 現行設計法の評価を以下の3項目について実施した結果、次のような知見が得られた。

・地震時粘性土土圧の算定については、地震時土圧を常時の土圧と同等とするのが合理的である。

・格子内未改良土の取扱いについては、改良体の根入れ部が粘性土で所定の深さを確保出来る場合、未改良土を抵抗側に見込んでも良い。

・慣性力の低減については、低減出来る可能性がある。

⑥ 盛土構造物に対する両脇改良タイプにおいて試計算を実施した。その結果、限定された設計条件ではあるが、平成5年度に実施したパラメータスタディの結果とほぼ同等となった。

⑦ 地中線状構造物に対する内的安定検討の新しい計算方法を考案し、試計算を実施した。その結果、改良体の縁応力で改良幅が決定され、その値は想定していたよりも大きな幅となった。

4) 平成8年度

① 改良地盤の慣性力用震度を実情を考慮して低減した。

② 盛土構造物と線状・面状構造物に関する設計法に改良を加えた。代表的な項目を以下に示す。

・大規模地震対応

・主働側の改良地盤側面に作用するせん断応力（粘性土の場合）の考慮

・改良形式に「両脇＋直下」改良方式、「直下」改良方式を追加し、内的安定検討方法を追加

③ 地中構造物における「ばねモデル」と「ヒンジモデル」の比較検討を実施した結果、計算値は両者ともほぼ同一となった。

④ Newmark の方法による滑動量の推定に関する検討を実施した結果、大規模地震における改良地盤の変形量推定の一つの手法としての適用の可能性があることが分かった。

(2) 施工法

1) 平成4年度および5年度

① 5つの施工事例を収集し内容について取りまとめた。

2) 平成6年度

① 兵庫県南部地震における事例調査より、あるホテルの杭基礎を深層混合処理工法による格子状改良で補強した結果、基礎部は液状化による被害が生じていない事例を見出した。

② 砂改良に関する文献調査結果から、固化材の特性と配合、撹拌効果、施工性への影響およびオーバーラップ施工についてまとめた。特に砂地盤においては、現場と室内の強度の比が大きい（現場の方が室内よりも強度が大きい）事例も多いことがわかった。

3)平成8年度

① 砂質改良土に関する文献調査の結果、現場強度と室内強度の比は、粘性土の場合に比べて相当大きい場合もあることが分かった。

② 改良体のラップ部に関する調査の結果、以下の事項が分かった。

・ラップ部での密着性はほぼ確保されている。ただし、せん断強度は一般部より低い例もある。

・ラップ部の強度は、設計では多少の割引をした方が良い。

③ 液状化対策の効果に関する実事例調査の結果、格子状改良による内部の地盤で間隙水圧の上昇が抑制されていることが分かった。

④ 最近の施工事例を7つ収集し内容について取りまとめた。

1.4.4 残された課題

(1) 設計法に関して

より合理的な設計法を目指すために詰めなければならない項目を以下に列記する。

① 盛土に作用する慣性力の考え方

② 大規模地震時の盛土の変形量の推定

③ 改良地盤に作用する土圧・水圧値の時系列的な評価

④ 適正な格子間隔の設定

(2) 施工法に関して

より確実な施工法を目指すために実施しなければならない項目を以下に列記する。

① 砂質改良土に関する文献の収集と分析

② 砂質地盤改良に関する工事実績、工事報告の収集と施工の視点からの分析

③ 開発課題の抽出

(竹中土木)

深層混合処理工法　共同研究成果　外部発表文献リスト

No	年度	発表件名	著者	文献名	ページ
1	1994	深層混合処理方法により補強した 砂地盤上盛土の耐震設計法に関する検討	白井太郎 松尾　修 島津多賀夫	土木学会第49回 年次学術講演会	648～649
2	1995	深層混合処理工法により補強した 砂地盤上盛土の耐震設計法に関する検討（その2）	島津多賀夫 松尾　修 田中紀和 鈴木吉夫 奥村良介 桑原正彦	土木学会第50回 年次学術講演会	570～571
3	1996	Deep Mixing Method as a liquefaction prevention measure	Osamu Matsuo, Takao Shimazu, Yozo Goto, Yoshio Suzuki, Ryosuke Okumura, Masahiko Kuwabara	Proceedings of IS-Tokyo'96/ The second International Conference on Ground Improvement Geosystems, Grouting and Deep Mixing, vol.1	521～526
4	1997	盛土構造物の液状化対策用深層混合処理 改良地盤の地震時滑動量の検討 （その1　計算方法）	鈴木吉夫 島津多賀夫 奥村良介 桑原正彦 田中紀和	第32回地盤工学 研究発表会	1017～1018
5	1997	盛土構造物の液状化対策用深層混合処理 改良地盤の地震時滑動量の検討 （その2　プロトタイプの滑動量の試算）	奥村良介 鈴木吉夫 島津多賀夫 栗波啓治 田中紀和	第32回地盤工学 研究発表会	1019～1020

1.5 鋼材を用いた液状化対策工法の設計・施工法の検討

1.5.1 研究の目的

地中構造物や盛土構造物を対象にした液状化対策として、施工領域上の制約が少ない鋼材工法が考えられる。鋼材工法は通常の鋼矢板、鋼管杭、鋼管矢板等(以下、普通鋼材という)や普通鋼材に排水機能を付与した鋼材(以下、排水鋼材という)を組み合わせて用いる工法である。液状化対策として構造物近傍に設けるにあたっては既存の工法、打設方法で可能であるため、対象構造物に応じた液状化対策効果を有する鋼材の利用方法が必要とされる。

本研究では上記の要件を満たす工法を検討し、鋼材を用いた液状化対策工法の実用化を図ることを目的とした。

1.5.2 研究計画と実施工程

鋼材を用いた工法の研究計画と実施工程を表-1.5.1 に示す。

表-1.5.1 研究計画と実施工程

項目	実施年度	平成4年度	平成5年度	平成6年度	平成7年度	平成8年度
研究計画立案		—— ------				
鋼材を用いた液状化対策工法の開発	排水効果を考慮した鋼材の新使用法の検討	—— ----------	---------- ----------	---------- ----------	---------- ----------	---------- ----------
	地中構造物への適用法	—— ----------	—— ------	——		
	盛土・堤防への適用法		---------- ----------	---------- ----------		
	杭基礎構造物への適用法			---------- ----------		
	マニュアルの作成			---------- ----------	---------- ----------	---------- ----------

＊ ------ :計画, —— :実 施

1.5.3 得られた成果

平成4年度～8年度の研究内容として主に鋼材を矢板壁として利用する場合に関し振動台実験、遠心実験等を行い、以下の成果が得られた。

(1) 基本的事項

① 剛壁に作用する動的水平圧の評価式は地盤の見かけ密度を用いた動水圧公式で表され、排水機能の有無にかかわらず適用可能である。

② 加振時に鋼壁に作用する動的水平圧(外力)を振動成分、漸増成分に分ける外力の考え方を試みた。

③ 鋼矢板の曲げモーメント算定モデルでは水圧の上昇に伴う地盤バネの低下を考慮する必要があり、

振動成分と漸増成分それぞれに対応した過剰間隙水圧の上昇に伴う地盤バネの低減の必要性が示唆された。

(2) 地中構造物

① 地中構造物を締め切ることによる液状化地盤での浮き上がり抑止効果を実験的に確認できた。これは矢板が地中構造物下部への周辺地盤のまわり込みを防ぐためと考えられる。

② 排水鋼矢板締切りの浮き上がり抑止のメカニズムは、構造物周辺地盤の水圧低減効果に伴う矢板の曲げ変形低減効果が考えられる。

③ 鋼矢板締切りによる鋼矢板および地中構造物の加振時の挙動を振動台実験により確認し、鋼矢板および地中構造物に生じる曲げひずみが静的骨組みモデルで計算可能であることを示した。

④ 鋼矢板締切り時の構造物浮き上がり量の算定法を提案した。

(3) 盛土

① 盛土法尻部に鋼矢板壁を設けることで、盛土の沈下を低減できることが判明した。

② その効果は、自立鋼矢板ではその曲げ剛性に、自立排水鋼矢板ではその曲げ剛性と排水によるその周辺部の地盤強度保持に、ﾀｲﾛｯﾄﾞ式普通鋼矢板では矢板頭部の変形拘束によるものと考えられる。

③ 地盤が完全に液状化するまでは、排水鋼矢板は普通鋼矢板よりも沈下を低減できる。

④ 自立鋼矢板では地盤液状化時の盛土の変形は矢板の剛性に依存し、矢板が塑性変形に至らない限りにおいては、一定の変形量が発現すると矢板の曲げ剛性による反力と、沈下により変形しようとする力がバランスし、沈下の進行が止まると考えられる。

1.5.4 残された課題

鋼材を用いた対策工法は、対策を必要とする構造物および使用鋼矢板(例えば矢板剛性の差、タイロッドや排水機能の有無)、地震動との兼ね合いによってその効果が若干異なることが判明したが、他工法との併用までの検討には至らなかった。ここでは、上記の状況下で残された課題を以下にまとめる。

(1) 基本的事項

1) 鋼矢板壁に作用する動的水平圧

動的水平圧の漸増成分は壁体の剛性とはさほど関係無く求められるが、振動成分に関しては鋼矢板壁の剛性が柔なために剛壁への荷重の適用が過大と考えられ、今後、地震動、液状化程度との関係で検討して行く必要がある。

2) 地盤反力

鋼矢板の曲げひずみの計算に用いた過剰間隙水圧比－水平地盤反力係数比関係は加振による過剰間隙水圧上昇直後の模型の杭やパイプに関する静的水平載荷実験結果で、動的水平圧の漸増成分に対しては実験値と比較的良い対応関係が見られるが、過剰間隙水圧比だけでなく波の繰り返し回数の影響も見られる。

今後、地震動の在り方と漸増成分、振動成分に適用する地盤反力係数の使い分けなどをさらに検討して行く必要がある。

(2) 地中構造物

1) 鋼矢板の変形に対する拘束条件

地中構造物の存在は、動的水平圧の振動成分、漸増成分による鋼矢板の変形に対する拘束条件を変化させていると考えられる。そこで、各成分による変形に対して鋼矢板の剛性(あるいは変位量)と地盤反力係数との関係を検討する必要がある。

2) 排水鋼矢板の効果

排水鋼矢板の効果である構造物の浮き上がりの抑制は実験的に把握され算定法も提示されているものの、数値解析的な効果把握方法の整備も必要であろう。

(3) 盛土

1) 盛土の変状と鋼矢板壁

盛土の変状と鋼矢板壁については上記1.5.3(3)④が判明しているが、このような場合も含めて鋼矢板壁への作用荷重の検討が地震動の在り方と併せて必要と考える。

2) 排水鋼矢板の効果

全応力解析による数値解析結果では普通鋼矢板に関しては定性的に実験結果と一致したが、排水鋼矢板については効果を十分表現できなかった。今後、数値解析による排水鋼矢板の検討とともに、対策工の設計の際にも盛土の変状抑制についての設計への取り込み方の検討も必要と思われる。

(住友金属)

鋼材工法対外共同研究成果　外部発表文献リスト

No	年度	発表件名	著者	文献名	ページ
1	1993	埋設構造物の液状化対策に用いる締切り矢板に関する一検討	西谷道暢 喜田　浩	第28回土質工学研究発表会	1295～1296
2	1993	排水機能付き鋼矢板締切り工法の挙動	喜田　浩 西谷道暢	土木学会第48回年次学術講演会講演概要集Ⅲ部	206～207
3	1994	鋼矢板締切りによる埋設構造物の液状化対策に関する検討	田中宏征 喜田　浩 飯田　毅 才村幸生	第９回日本地震工学シンポジウム	1345～1350
4	1994	液状化対策として鋼矢板締切りを施した埋設構造物に関する振動台実験	田中宏征 喜田　浩	第29回土質工学研究発表会	935～936
5	1994	液状化地盤中の柔壁に作用する動的水平圧に関する振動台実験	田中宏征 喜田　浩	第49回年次学術講演会講演概要集Ⅲ部	588～589
6	1995	鋼矢板による盛土の液状化対策に関する振動台実験	田中宏征 喜田　浩	第30回土質工学研究発表会	1077～1078
7	1995	鋼矢板締切りによる埋設構造物の液状化対策に関する模型実験	田中宏征 喜田　浩	土木学会第50回年次学術講演会講演概要集Ⅲ部	560～561
8	1996	液状化対策として盛土のり尻に打設する鋼矢板壁の設計法に関する一考察	松尾　修 堤　達也 田中宏征 喜田　浩 飯田　毅	第31回地盤工学研究発表会	1193～1194
9	1996	盛土の液状化対策として用いる締切り鋼矢板の挙動に関する振動台実験	田中宏征 喜田　浩 松尾　修 堤　達也	土木学会第51回年次学術講演会講演概要集Ⅲ部	270～271

1.6 締固め工法の設計・施工法の検討

1.6.1 研究の目的

締固め工法は既に多くの実績を有する液状化対策工法であり、「完成された工法」とのイメージが強い。しかしながら、締固め工法によって改良された地盤の諸物性、阪神大震災クラスのL—2地震（大規模地震動）に対する締固め工法の有効性、L—2に対応できる締固め工法の新たな設計法の提案など、残された技術的課題は数多い。本研究は、このような背景から、締固め工法の設計・施工法に関する既往の知見の収集と整備を目的として実施したものである。主たる検討項目は以下に示す通りである。

① 締固め工法の設計・施工の現状と課題の整理（平成4年度）
② 締固め地盤の諸物性に関する知見の収集と整備（平成4年度）
③ 締固め地盤の強震時挙動に関する知見の収集と整備（平成5年度）
④ 各締固め工法の設計法の提案と試設計による適用限界の検討（平成6年度）
⑤ 締固め地盤の損傷領域に関する検討（平成7年度）
⑥ 締固め地盤の残留強度に関する知見の収集と設計法の提案（平成8年度）
⑦ 大規模地震動における締固め工法の改良効果に関する知見の収集（平成7、8年度）

1.6.2 研究計画と実施工程

締固め工法の研究計画と実施工程を表-1.6.1に示す。

表-1.6.1 研究計画と実施工程

項目	実施年度	平成4年度	平成5年度	平成6年度	平成7年度	平成8年度
締固め工法	研究計画立案	---——				
	既存技術の整理と問題点抽出	---——				
	技術課題の検討		----------	----------	----------	----------
	1)強震時挙動に関する知見収集		———			
	2)締固め工法の設計法提案			———		
	3)損傷領域に関する検討				———	
	4)残留強度に関する検討					———
	5)大規模地震動での効果の検討				———	———
	マニュアルの作成			----------	----------	----------
				———	———	———

※ ----------計画　————実施

1.6.3　得られた成果

平成４年度～８年度の主な研究内容と得られた成果を以下に列挙する。

(1) 液状化対策としての締固め工法の設計・施工事例の収集（平成４年度）

液状化対策としての各種締固め工法の施工事例を収集し、その現状をとりまとめた。また、改良仕様を定めるための簡易設計法や有限要素法を用いた改良効果の詳細な評価手法など、液状化対策としての締固め工法の設計法の現状や課題をとりまとめ、次年度以降の研究計画策定に資した。

(2) 締固め地盤の各種物性値に関する既往データの収集（平成４年度）

締固め地盤の物性値は、一般的には改良後のＮ値によって代表される。一方、地震時挙動の検討に必要な動的物性（動的強度ー変形特性）に対しては、これを体系的にとりまとめた事例は今まで見あたらない。そこで、実締固め地盤で計測された動的物性（Ｓ波　速度、せん断剛性、動的変形特性、凍結サンプリング試料の液状化強度など）、その他の物性（内部摩擦角、相対密度、K_0値、地盤バネなど）についての既往のデータを収集し、設計資料としての整備を行った。

(3) 締固め地盤の強震時挙動に関する検討（平成５年度）

締固め工法のＬ－２設計法の提案に先立ち、強震時における締固め地盤の応答特性に関する知見をとりまとめた。釧路沖地震での観測例、締固め地盤に振動ロッドを再貫入する原位置加振実験、室内の大型振動台実験のデータ等を収集した結果、加振時の間隙水圧応答や応力ーひずみ関係から、締固め地盤特有のねばり強さ、サイクリックモビリティの現象を確認することができた。また、ねばり強さが発揮される境界が、正規化Ｎ値で２０～２５程度、相対密度で７０～８０％付近にあることを明らかにした。正規化Ｎ値２０～２５なる境界値は、後日阪神大震災のデータを用いて安田ﾗらが求めた値とほぼ一致しており、興味深い。

(4) 各種締固め工法の改良効果予測式の提案と試設計（平成６年度）

締固め工法の改良後Ｎ値の算定式としては、ＳＣＰ工法の設計式がよく知られている。そこで、ﾛｯﾄﾞｺﾝﾊﾟｸｼｮﾝ工法、ﾊﾞｲﾌﾞﾛﾌﾛｰﾃｰｼｮﾝ工法、動圧密工法などの他の締固め工法についても、既往の施工実績を用いて改良後Ｎ値の算定式を新たに提案した。これらの設計式は平成８年度の液状化対策マニュアルに反映された。提案した設計式を用いて試設計を行った結果、地表面最大加速度が４００gal を超えると締固め工法の適用性がかなり限定される結果となった。ただし本試算では、改良後Ｎ値と液状化強度の関係を与える評価式（道路橋式、吉見・時松式、国生氏など）の違いの影響が顕著に現れることも問題点として指摘された（道路橋式は、阪神大震災以前の改訂前のものを使用）。さらに、Ｌ－２対応の設計手法として、振動締固めのサイクルを増やした場合の試算例、および排水効果を考慮したグラベルコンパクションの試算例を示した。

(5) 締固め地盤の損傷領域に関する検討（平成７年度）

盛土・地中構造物の液状化対策マニュアル作成の過程で、締固め地盤の境界部における挙動、特に未改良部から締固め部への過剰間隙水圧の伝播と、これに伴う締固め部の損傷の影響が問題となった。既往検討事例の調査および二次元非定常浸透流解析を実施した結果、Ｌ－１レベルの地震動では、過剰間隙水圧の伝播範囲は液状化層下端から１０～１５度程度の範囲内となること、Ｌ－２レベルの地震動で継続時間

が長い場合には、安全側に井合ら[21]の提唱する伝播範囲（液状化層下端から３０度）を採用することが妥当と考えられること、等の知見が得られた。さらに、原地盤透水係数が小さい場合、粘性土層が中間に存在する場合、境界部に壁状ドレーンを設置する場合など特殊な境界条件下では、これを反映させた浸透流解析を別途実施し、損傷領域を検討して設計に反映させることが望ましいことを示し、その解析例を幾つか示した。以上の知見は、液状化対策マニュアル中に留意事項として反映させた。

(6) 締固め地盤の残留強度に関する検討と試設計（平成８年度）

Ｌ－２（大規模地震動）を考慮した盛土・地中構造物の設計に際しては、Ｌ－１のΔｕ法では設計が不能となるため、締固め地盤の残留強度を用いた設計法を新たに提案することとなった。そこで、砂の残留強度を求めた既往の室内試験、模型実験、および過去の巨大地震における盛土崩壊事例からの逆算残留強度等を収集し、正規化Ｎ値、相対密度と残留強度の関係式を提案した。本結果と石原・吉嶺による残留強度評価式（初期有効上載荷重の影響を考慮）とを比較し、前者が比較的安全側の強度評価を与えている事から、締固め地盤の残留強度評価式として上記の２式を提案した。さらに、提案した残留強度評価式を用い、盛土・地中構造物に対するＬ－２の試設計を行った。この結果、両者とも残留強度を用いることでＬ－２の設計が可能となることが判った。これらの結果を受け、提案した残留強度評価式およびＬ－２設計法を一試案として液状化対策マニュアルに反映させた。

(7) 大規模地震動における締固め工法の改良効果に関する検討（平成７、８年度）

阪神大震災においては、締固め工法により改良された地盤が被災を免れた事例が幾つか報告されている。平成７年度には、速報としてその現状をとりまとめた。また、平成８年度には改良地盤のＮ値と地震後の地盤沈下量の関係を定量的に調べ、杭間Ｎ値が必ずしも所要値を満足していなくとも有意な沈下が生じていないこと、すなわち、大規模地震に対してはある程度の地盤改良の不合格率を容認できる可能性を示した。また、その原因を推察する目的で、締固め地盤の静止土圧係数の増大、杭芯強度を考慮した地盤強度の評価等の検討を加えている。ここで得られた知見についても、液状化対策マニュアル中に留意事項として記述した。

1.6.4 残された課題

本研究に残された検討課題を以下に列挙する。

(1) 設計法に関わる検討課題

① 締固め地盤の地盤全体の強度評価に関わる課題

・改良効果（Ｎ値）のばらつきを考慮した信頼性設計的な強度評価の考え方（例えば不合格率の容認など）の提案

・杭芯強度や砂杭の排水性等を考慮した締固め地盤の強度評価

② 締固め地盤のK_0値に関するデータの蓄積および設計への反映

③ 損傷領域に関する実データの集積および間隙水圧伝播対策の検討

④ 地盤改良部の強震時の実挙動データの集積、及び提案したＬ－２設計法の妥当性検証

⑤ 締固め地盤の動的強度および残留強度の評価における精度の向上

⑥ 締固め地盤の品質、物性を簡易に評価する現場管理手法の提案

(2) 施工面での検討課題

① 振動・騒音に対する対策とその効果（無振動・無騒音型の締固め工法など）

② 締固め時の振動数や加振力が締固め効果に及ぼす影響と新たな施工法の提案

③ 近接施工時の影響検討および新たな施工法の提案

④ 砂杭の最小打設本数と改良効果の関係

（前田建設工業、不動建設、間組）

参考文献

1) 安田　進・坪田邦治・西川　修他：兵庫県南部地震における液状化・非液状化地点のＮ値の比較、第31回地盤工学研究発表会、pp. 1225～1226.

2) 井合　進・小泉勝彦・倉田栄一：液状化対策としての地盤の締固め範囲に関する基礎的検討、港湾技研資料、No. ５９０、１９８７.

締固め工法　共同研究成果　外部発表文献リスト

No	年度	発　表　件　名	著者	文献名	ページ
1	1995	締固め工法により地盤液状化対策を行った盛土の永久変形解析	鳥津多賀夫 松尾　修 古賀泰之 田上博彰	第30回土質工学研究発表会	1071～1072
2	1997	レベル2地震動による改良地盤の評価について	松尾　修 安田　進 原田健二 石黒　健 満岡良介	第32回地盤工学研究発表会	1065～1066

1.7 ドレーン工法の設計・施工法の検討

1.7.1 研究の目的

(1) 研究の目的

ドレーン工法の設計条件や評価項目を見直し、合理的な工法選定を行うために設計法を整備する。

(2) 研究項目および内容

① 研究計画の立案

② 既存技術の整理・問題点の抽出

1) 既往の設計法のレビュー

2) 既往の施工法のレビュー

3) 問題点の抽出

③ 構造物毎のドレーン工法の適用上の留意点の検討

1) 数値解析（ＳＡＤＡＰ＋ＧＳＴＲ２）モデル作成上の問題点

2) 数値解析に必要なパラメータの設定法

3) 数値解析の実施および改良効果の検討

4) 永久変形の計算法の検討

5) 改良地盤の等価透水係数

6) 改良地盤の等価液状化強度

④ 技術課題の検討

1) 過剰間隙水圧比が大きくなった場合の透水係数および体積圧縮係数

2) 地震動の有効継続時間および等価繰り返し回数

3) 永久変位の計算法の検討

4) 巨大地震においてドレーンが有効に機能した事例の調査

5) 砂の液状化強度曲線の勾配

⑤ 構造物のドレーン工法の設計法の整備

1) 設計・施工法１次案の作成

2) 自然材料から人工材料まで使えるウェルレジスタンスを考慮した設計図表の作成

3) ドレーン施工部と未改良部の境界における間隙水圧の変化

4) 地中構造物に作用する揚圧力の発生と消散

5) ドレーン打設後の地盤のＮ値の増加

1.7.2　研究計画と実施工程

研究計画の実施工程を表-1.7.1に示す。

表-1.7.1　研究計画

※ ------：当初計画、――――：実施

項目　　年度	H4	H5	H6	H7	H8
①研究計画立案	----- ――				
②既存技術の整理・問題点の抽出 （文献調査） （設計・施工法1次案作成）	------ ――				
③構造物毎のドレーン工法の適用上の留意点の検討（数値解析） （盛土構造物） （地中構造物）		---------- ――	---------- ――		
④技術課題の検討	----	---------- ――	---------- ――	――	――
⑤構造物毎のドレーン工法の設計法の整備 （盛土構造物） （地中構造物）	―			---------- ――	---------- ――

1.7.3　得られた成果

研究項目に対応させて得られた成果を以下に記述する。

(1) 構造物毎のドレーン工法の適用上の留意点の検討

1)　数値解析（ＳＡＤＡＰ＋ＧＳＴＲ２）モデル作成上の問題点

ドレーンと地盤を忠実にモデル化すると節点数が多くなりすぎるので改良地盤は等価地盤とした。

2)　数値解析に必要なパラメータの設定法

改良地盤の地盤物性として等価透水係数および等価液状化強度を導入した。

3)　数値解析の実施および改良効果の検討

ケーススタディとしてDr＝４５、６０、７０％の地盤上の盛土および地中構造物にＬ１、Ｌ２波を作用させて改良効果を比較した。

4)　永久変形の計算法の検討

永久変形の計算法として、（ＳＡＤＡＰ＋ＧＳＴＲ２）の計算結果に排水による沈下量を加算する方法を提案した。

5)　改良地盤の等価透水係数

ドレーンを含む地盤の等価透水係数をパラメータを変えてＦＥＭにより計算し、簡易図表を作成した。

6)　改良地盤の等価液状化強度

既往の文献をもとに排水効果を考慮した等価液状化強度を算定した。

(2) 技術課題の検討

1) 過剰間隙水圧比が大きくなった場合の透水係数および体積圧縮係数

文献より、過剰間隙水圧比が0.5～0.6以上になると体積圧縮係数が急激に大きくなることがわかった。透水係数の変化傾向についてはわからなかった。これより、ドレーンの設計における許容間隙水圧比の最大値は0.5とした。

2) 地震動の有効継続時間および等価繰返し回数

計算方法を提案し、与えられたＬ１、Ｌ２波について計算した。

3) 永久変位の計算法の検討

数値解析の場合の計算法を提案した。

4) 巨大地震においてドレーンが有効に機能した事例の調査

1993年釧路沖地震、1994年北海道東方沖地震における釧路港、1994年三陸はるか沖地震における八戸港でグラベルドレーンが有効に機能した事例を紹介した。

5) 砂の液状化強度曲線の勾配

設計法に示されている液状化強度曲線の勾配は主として豊浦標準砂の実験をもとに作成されているが、それ以外の砂の場合どのような値になるかを二、三の例で示した。

(3) 構造物のドレーン工法の設計法の整備

1) 設計・施工法１次案の作成

既往の資料をレビューし、作成した。

2) 自然材料から人工材料まで使えるウェルレジスタンスを考慮した設計図表の作成

許容間隙水圧比に対応してドレーン打設間隔を求めることができる簡易図表を作成した。

3) ドレーン施工部と未改良部の境界における間隙水圧の変化

非定常浸透流解析を行い、ドレーン工法の改良域設定にあたって損傷域を設けなくてよいことを示した。

4) 地中構造物に作用する揚圧力の発生と消散

既設の地中構造物の側面を改良した場合、地中構造物に作用する揚圧力がどの程度になるかをパラメータを変えて計算し、回帰式により揚圧力を表すことを試みた。

5) ドレーン打設後の地盤のＮ値の増加

締固め機構を備えたグラベルドレーン工法やマンドレルを介して人工材ドレーンを打設する工法によりドレーンを施工した場合、原地盤のＮ値が増加することを施工実験結果により示した。

1.7.4 残された課題

研究項目に対応させて以下に記述する。

(1) 構造物毎のドレーン工法の適用上の留意点の検討

以下の事項については、本研究で示したのは１例であり、更に深く検討する必要がある。

1) 永久変形の計算法の検討

2) 改良地盤の等価液状化強度

(2) 技術課題の検討

1) 過剰間隙水圧比が大きくなった場合の透水係数

Ｌ１に対しては許容過剰間隙水圧比を0.5以下としたので従来の設定法でよいと考えられるが、Ｌ２の場合には過剰間隙水圧比を0.5以下にするのは実質上困難であることが多いと考えられる。Ｌ２においてもこの設定法によるべきかどうか検討する必要がある。

2)地震動の有効継続時間および等価繰り返し回数

本研究では加速度ベースで、Ｌ１、Ｌ２波から地震動の有効継続時間と等価繰返し回数を検討した。既往の文献ではこれらの値はマグニチュードに応じて変化しているが、今回の検討ではそのような結果が得られなかった。Ｌ１、Ｌ２のマグニチュードに対応した地震波によるせん断応力波形(Ｌ１、Ｌ２波に対する地震応答解析より得られたせん断応力波形)を用いて再検討するべきである。

3)永久変位の計算法の検討

二段階設計法のための簡便な計算法の開発が必要である。

(3) 構造物のドレーン工法の設計法の整備

1) 自然材料から人工材料まで使えるウェルレジスタンスを考慮した設計図表の作成

構造物に対する対策を円弧すべりによって設計することにしたので、完全液状化が起こらない場合にも要対策という結果が生じる場合があるが、この結果が安全側過ぎる可能性も考えられ、より合理的な評価法、設計図表等の整備が必要である。

2) 地中構造物に作用する揚圧力の発生と消散

既設の地中構造物の側面を改良した場合の地中構造物下方の間隙水圧比を簡便な式あるいは図表で表すと設計に都合がよい。

(東亜建設工業)

ドレーン工法　共同研究成果　外部発表文献リスト

No	年度	発表件名	著者	文献名	ページ
1	1996	液状化対策工としてのドレーン工法の効果に関する動的遠心模型実験	近藤浩市 吉関潤一 松尾　修	第31回地盤工学研究発表会	1173～1174

1.8 杭基礎の設計法の検討

1.8.1 研究の目的

杭基礎の設計法では、過剰間隙水圧上昇時の水平地盤反力係数の扱いに多数の提案が見られるが、載荷方法や地盤の液状化の発生方法などが異なっている。また、実際の土木構造物の杭基礎は設置されている地盤条件が異なるほか、例えば橋梁基礎に見られるように杭頭にフーチング、橋脚、上部工が存在し、地震時には地盤条件や杭基礎、橋脚、橋台の形状、さらには上部工重量などの差によって応答が異なると予想される。このようなことから、橋梁基礎の設計法には、より高度化の必要があることが示唆される。

本研究では水平地盤反力に及ぼす上載圧や細粒分含有率の影響を要素実験に近い静的水平載荷による基礎実験により求め、既往の研究を分類・整理してとりまとめるとともに、杭頭に質量を載せた場合の模型振動台実験、および遠心模型実験を行い、杭基礎に対する水平地盤反力係数の設計への適用性の検討に資することを目的とした。

1.8.2 研究計画と実施工程

杭基礎の研究計画と実施工程を表-1.8.1に示す。

表-1.8.1 研究計画と実施工程

項目	実施年度	平成4年度	平成5年度	平成6年度	平成7年度	平成8年度
研究計画立案		—— ------	—— ------	——	——	
杭基礎の設計法の検討	静的載荷による実験		——	—— ------	——	
	杭基礎に関する振動台実験		——	—— ------	——	
	杭基礎の遠心模型実験			—— ------	—— ------	
	既往の研究の整理				—— ------	—— ------

＊ ------ :計画, —— :実 施

1.8.3 得られた成果

平成4年度～8年度の研究内容として主に杭基礎を設計する場合に関し、要素実験に近い静的水平載荷による基礎的実験を行い、関連する実験報告等をとりまとめ、さらに振動台実験、および遠心模型実験等を行い、以下の成果が得られた。

(1) 静的載荷による実験および関連実験のとりまとめ

本研究での基礎的実験および関連する既往の実験等の分類・整理から、以下の点が得られた。

① 土質定数低減率(D_E)と過剰間隙水圧比(L_u)の関係(D_E-L_u関係)は、液状化の発生方式、載荷条

件、有効拘束圧、地盤の物性等、実験の方法や条件によって異なっていることが判明した。

② 上記①を過去の実験報告についてとりまとめると次のようである。

・地盤に対してゴム膜を介して鉛直に載荷する実験におけるD_E-L_u関係は、上に凸の傾向を示す。また、液状化地盤中の杭模型を水平載荷する実験では、杭が地盤の表層部のみで変位し深い部分は変形せず、D_E-L_u関係は下に凸の傾向を示す。さらに、地盤内に載荷盤を水平に貫入する実験では貫入変位によりD_E-L_u関係が変化するが、その傾向は有効拘束圧の影響を受ける。

・有効拘束圧および相対密度が大きくなるとD_E-L_u関係は上に凸の傾向を示す。

・細粒分含有率が20～40%程度のとき、D_E-L_u関係は最も上に凸の傾向を示すが、40%以上では逆に直線に近づく傾向がある。

・排水機能を付与した孔あき杭は、孔なし杭に比べてD_Eの低減を抑制する効果がある。

(2) 振動台実験

杭剛性、杭頭質量の異なる単杭にて実施した。

① 杭頭の変位は液状化前の地盤加速度の増幅時に最大値を示す。

② また、杭頭質量ゼロの時の値を起点として杭頭慣性力の増加とともに杭頭の変位はほぼ線形的な増加傾向を示し、その傾きは突出杭とした場合のそれよりも大きい。

③ 杭の変形は杭と周辺地盤との相互作用によって生じる変形と杭頭慣性力によって生じる変形の重ね合せと考えられ、杭剛性が小さい時には前者が卓越する方向にあった。

(3) 遠心模型実験

杭頭に上部質量を剛結した単杭および4本杭につき実施した。

① 液状化時には杭頭の応答加速度が低下するが、入力が杭の固有周期に近いため、その後、応答加速度が漸増する傾向が見たれた。この傾向は、4本杭よりも単杭において顕著であった。

② 杭の曲げひずみは加振が進行するに従って増加した。

③ 線形地盤反力モデルによる計算では、過剰間隙水圧の上昇により地盤反力係数は大きく低減し、過剰間隙水圧－地盤反力係数関係は下に凸の曲線となった。

④ 排水機能による過剰間隙水圧低減は特に4本杭の場合の深度の深い所で確認された。

1.8.4 残された課題

杭基礎においては、対策を必要とする構造物および使用杭(例えば杭剛性の差や排水機能の有無)、地震動との兼ね合いによってその挙動が異なることが判明したが、設計法の提案には至らなかった。ここでは、残された課題を以下にまとめる。

(1) 静的載荷による実験および関連実験のとりまとめ

1) 土質定数低減率(D_E)と過剰間隙水圧比(Lu)、液状化に対する安全率(F_L)

今回とりまとめた室内実験では土質定数低減率D_Eは載荷速度(地盤と杭の相対変位)の影響を受けることが予想される。また、静的載加実験で得られるD_E-Lu関係では地盤、構造物の剛性、相対変位、周波数特性等で実物の挙動を表すことが困難であり、液状化判定との対応も十分であるとは言えない。

したがって、実大規模の模型振動台実験の実施や解析技術の向上に加え、$F_L - D_E$関係の詳細な検討が望まれる。

(2) 振動台実験および遠心模型実験

1) 杭基礎の振動挙動

液状化地盤中における杭基礎の振動挙動は地盤と杭の動的な相互作用の結果生じるものであるため、振動挙動に基づいて水平地盤反力係数を検討するには、この点を解明する必要がある。

2) 振動実験実施における留意点

振動実験を行うにあたっては、杭と地盤の相対的な剛性の関係により杭の振動挙動の特性や地盤反力の影響が異なるため、目的に応じて杭模型の剛性や杭頭質量の大きさ等の実験諸元を設定する必要がある。また、実験条件の設定においては杭の変形量、地盤のひずみレベルの検討も必要である。

3) 水平地盤反力係数の検討方法

一般に、杭体の曲げひずみと杭頭変位を用いる方法が考えられるが、両者の結果が異なることがあるので注意する必要がある。

(土木研究所、住友金属)

2. 盛土・堤防に対する液状化対策工法の開発に関する研究成果

2.1 研究の目的

道路盛土、河川堤防のような盛土構造物が液状化地盤上にある場合の耐震対策工法を開発するために、表-2.1に示す研究項目および研究内容にしたがって研究・開発を実施した。

表-2.1 研究項目および内容

研究項目	研究内容
(1)盛土・堤防に対する液状化対策工の基本方針に関する研究	①各液状化対策工法の盛土・堤防に対する適用性・問題点の整理と課題の抽出 ②盛土・堤防を対象とした液状化対策技術マニュアルの目次項目および内容骨子の検討・提案 ③盛土・堤防に対する液状化対策の基本方針の検討・提案　(設計地震動、安定性の水準等)
(2)必要改良範囲の評価に関する研究	①改良地盤の物性値の評価 ②動的解析等による改良範囲と改良効果の検討 ③改良範囲の合理的な設定法の提案
(3)対策工設計のための地盤および構造物の動的挙動の予測に関する研究	①間隙水圧・地盤変形等を算出のための動的解析法の検討・提案 ②被害の分類・パターン化と被害形態の数値解析的評価 ③対策工を含めた地盤および構造物の動的挙動に関する解析 ④時刻歴を考慮した設計荷重の組合わせの検討
(4)盛土体の耐震補強としてのｼﾞｵﾃｷｽﾀｲﾙの適用性に関する研究	①補強効果に関する数値解析による検討 ②合理的な設計法の検討
(5)簡易設計法の開発に関する研究	①盛土・堤防を対象とした各液状化対策工法の簡易設計法の検討・提案
(6)液状化対策工法の適用性に関する研究	①盛土・堤防を対象に、各液状化対策工法を用いた試設計による実施可能性の検討および適用性の比較検討 ②現地状況、新設、既設別の工法選定のための評価マトリックスの提案
(7)液状化対策技術マニュアルの作成	①盛土・堤防を対象とした液状化対策技術マニュアル(案)の検討・提案

2.2 研究計画と実施工程

表-2.1に示した各研究項目の研究計画と実施工程を表-2.2に示す。

表-2.2 研究計画と実施工程

項目＼実施年度		平成4年度	平成5年度	平成6年度	平成7年度	平成8年度
研究計画立案		---				
関連資料調査		----				
(1)	①各液状化対策工法の盛土・堤防に対する適用性問題点の整理と課題の抽出	----				
	②盛土・堤防を対象とした液状化対策技術マニュアルの目次項目および内容骨子の検討・提案	----	----	----	----	----
	③盛り土・堤防に対する液状化対策の基本方針の検討・提案	----	----		------	----
(2)	①改良地盤の物性値の評価	----	----------	----		
	②動的解析等による改良範囲と改良効果の検討		----------	------		
	③改良範囲の合理的な設定法の提案		---------	----------	----	
(3)	①間隙水圧・地盤変形等を算出するための動的解析法の検討・提案	----				
	②被害の分類・パターン化と被害形態の数値解析的評価	----	----			
	③対策工を含めた地盤および構造物の動的挙動に関する解析		----------	--------		
	④時刻歴を考慮した設計荷重の組合わせの検討		-------	----------		
(4)	①補強効果に関する数値解析による検討			------		
	②合理的な設計法の検討		----	------		----
(5)	①盛土・堤防を対象とした各液状化対策工法の簡易設計法の検討・提案		------	----------	------	
(6)	①盛土・堤防を対象に、各液状化対策工法を用いた試設計による実施可能性の検討および適用性の		---	----------	----------	----
	②現地状況、新設、既設別の工法選定のための評価マトリックスの提案				----	----
(7)	①盛土・堤防を対象とした液状化対策技術マニュアル（案）の検討・提案				----------	----------

凡例：計画：------ 実施：——

2.3 得られた成果

ここでは、本共同研究を実施してきた検討項目の内から、①盛土構造物の耐震設計の基本方針、②円弧すべり計算手法の検討、③有効応力解析手法の適用性の検討、④ジオテキスタイルの耐震対策の検討、⑤各対策工法の適用性の検討について、５年間の研究・開発の成果を概説する。

2.3.1 盛土構造物の耐震設計の基本方針

共同研究全体で、中規模地震動（Ｌ－１）および大規模地震動（Ｌ－２）を対象としたいわゆる二段階設計法を目指すことになり、盛土構造物においても同じ観点から耐震設計の基本方針を検討した。その結果、得られた基本方針は以下の通りである。

1) 地震時の液状化による盛土構造物の液状化対策の設計を行うにあたっては、構造物の機能、重要度、構造特性等を考慮して、対象となる構造物全体が想定した地震に対して適切な設計目標水準を有することとし、中規模地震動（Ｌ－１）および大規模地震動（Ｌ－２）に対する盛土構造物の設計目標水準を表-2.3に示すように設定した。

2) 構造物の耐用年数内にしばしば生じる中規模地震動（Ｌ－１）を想定した盛土構造物の液状化対策の設計において、地震時の盛土構造物の安定性の検討は、過剰間隙水圧の上昇を考慮した有効応力法による円弧すべり法を適用し、すべり安全率を用いて行うこととした。

3) 関東大震災や阪神・淡路大震災のように希に発生する大規模地震動（Ｌ－２）を想定した設計においては、構造物の安定並びに機能が損なわれるような大規模な変状の発生を阻止できることを目標とし、変形量を直接あるいは間接評価することができる手法を用いて、地震時の盛土構造物の安定性を検討することとした。

4) 盛土構造物に対する対策工の必要性の判定や地盤系設計法が適用される対策工法の設計では上記1)～3)の方針に従い、構造系設計法が適用される対策工法の設計では、上記1)～3)の考え方で対策工を含めた全体系の安定を検討するとともに対策工自体の安定を検討することとした。

上述した基本方針に対応するため、2グループでは有効応力法による液状化解析手法の適用性の検討や、変形量との相関が見られる全応力法による円弧すべり法等の提案を行った。また、各工法グループでは、上記基本方針に沿ったかたちで、中規模地震動（Ｌ－１）および大規模地震動（Ｌ－２）に対する対策工の設計手法の検討を行った。

表-2.3　盛土構造物の安定性照査基準

対象構造物		道路盛土	河川堤防
照査対象インディックス		すべり安全率 沈下量、変形量	
安定性照査基準	中規模地震	道路としての機能障害は生じない。軽微な修復、車線規制程度で走行可能なこと。	洪水時に止水性が安全に保たれる。
		簡易法：有効応力法によるすべり安全率F_s>所定の安全率F_{sa}(1.0としてよい) * 詳細法：沈下量S<所定の沈下量S_a*	
	大規模地震	道路の重要度に応じて必要とする機能を確保できる。	通常時に止水性が保たれる。
		簡易法：地震中のすべり安全率F_{sd}>所定の安全率F_{sda}* 地震後のすべり安全率F_{sr}>所定の安全率F_{sra}* 詳細法：沈下量S<所定の沈下量S_a*	

＊所定の安全率、沈下量については各盛土構造物の重要度などを考慮して技術者が判断するものとする。また、F_sは有効応力法によるすべり安全率、F_{sd}は動的強度を用いた全応力法によるすべり安全率、F_{sr}は残留強度を用いた地震後のすべり安全率を意味する。

2.3.2　円弧すべり計算手法の検討

盛土構造物の安定性の検討手法として、震度法による円弧すべり法を用いることを検討し、以下のように中規模地震動（Ｌ－１）および大規模地震動（Ｌ－２）に対して、それぞれ異なる手法を提案した。

中規模地震動（Ｌ－１）：過剰間隙水圧を考慮した有効応力法。震度は考慮しない。（Δｕ法）

大規模地震動（Ｌ－２）：地震中：動的強度を用いた全応力法。震度を考慮する。

：地震後：残留強度を用いた全応力法。震度は考慮しない。

中規模地震動（Ｌ－１）に対して、過剰間隙水圧を考慮した有効応力法による円弧すべり法を提案したのは、この手法が盛土構造物が不安定状態になるか否かの判断に適用できること、有効応力強度が比較的簡単に推定できることなどの理由による。

大規模地震動（Ｌ－２）の地震中に対する動的強度を用いた全応力法による円弧すべり法では、動的強度として、盛土構造物の自重により常時に作用している初期せん断応力を考慮したものとした。全応力法による円弧すべり法の適用は、この手法より得られたすべり安全率が変形量と相関性を有していることなどの理由による。

大規模地震動（Ｌ－２）の地震後の安定性の評価では、地盤流動による不安定状態が生じるか否かの観点から、液状化後の残留強度を用いた震度を考慮しない円弧すべり法を用いることとした。

ここで、大規模地震動に対する動的強度および残留強度の設定法は、過去の試験や研究事例をもとに一つの考え方として提案したが、今後、その適用性の評価やデータの蓄積等さらなる検討が必要である。

2.3.3　有効応力法による液状化解析手法の検討

有効応力法による液状化解析手法は、地盤を土骨格と間隙水の２相混合体として扱い、地盤の地震応答及び間隙水の発生・消散を時々刻々と解析する手法である。従って、全応力解析法よりも液状化現象をよ

り忠実に表現することができ、液状化対策の効果を解析上表現することも可能となる。特に、大規模地震動（L－2）の設計では、盛土の沈下・変形量を設計指標として液状化対策を設計・照査することが要望されているため、有効応力解析手法は設計手法として有効なものになると考えられた。

そこで、有効応力解析手法の有効性を検討するため種々の検討を実施したが、ここでは、有効応力解析コードLIQCAによる北海道南西沖地震による後志利別川堤防被害のシミュレーション結果を示す。

シミュレーションは、被災量に大きな違いがある２つの断面で実施した。各断面の解析モデルを図-2.1に示す。両地点は約500mしか離れていないが、実測された天端沈下量はNo. 1断面で2.67m、No. 2断面でほとんど0であった。表-2.4に変形量の計算結果を、図-2.2に最終の変形モードを示す。解析結果をまとめると以下の通りである。

・No. 1、No. 2の被災量の違いをある程度定量的に評価することができた。

・No. 1、No. 2の堤体および基礎地盤の変形に着目すると、そのモードは被災状況を定性的に再現できた。

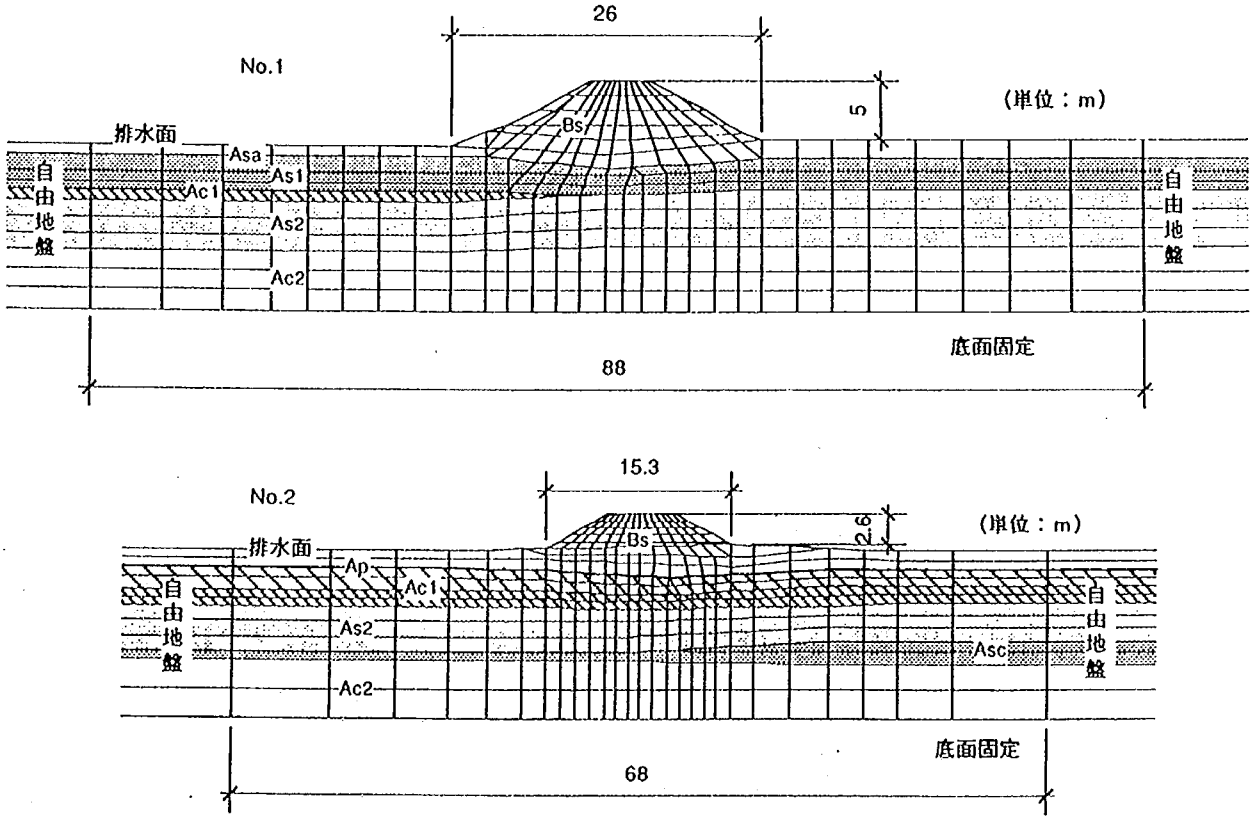


図-2.1　解析モデル

表-2.4　盛土の変形量

断面	沈下量(cm)		水平変位(cm)		堤体自体の鉛直圧縮量(cm)
	堤体天端	基礎地盤	のり尻	のり尻下	
No. 1	227.0	181.0	56.4	120.0	46.0
No. 2	38.5	38.5	7.5	22.1	0.0

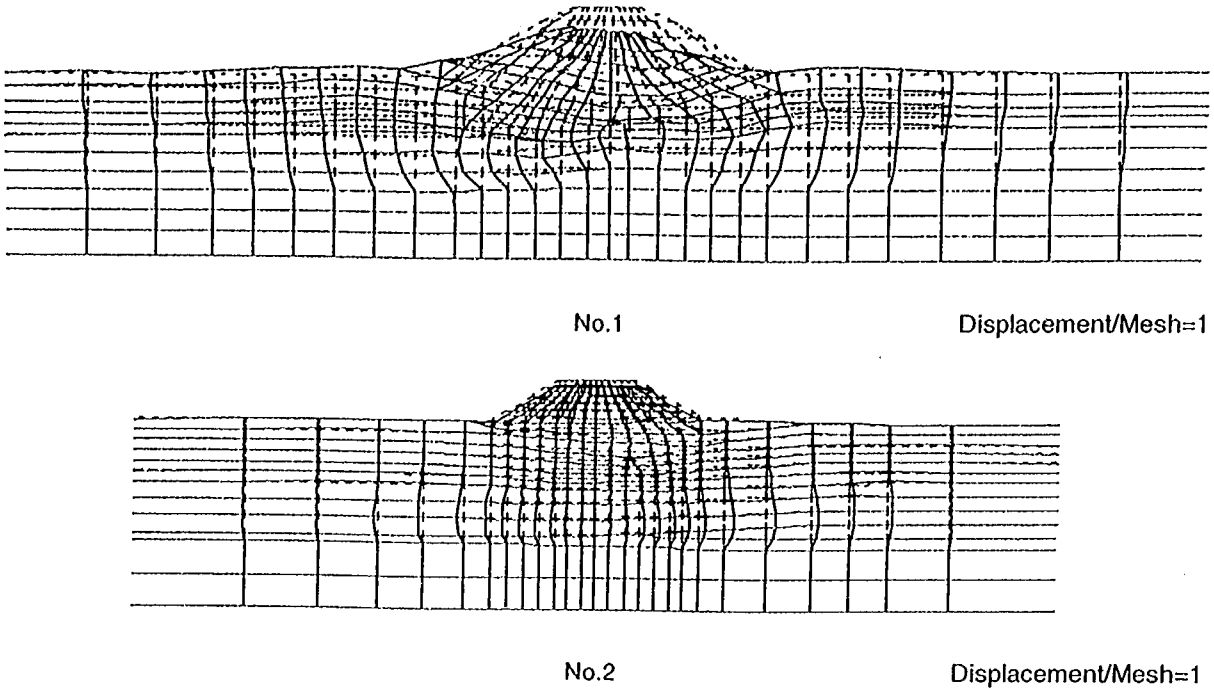


図-2.2　最終変形図

有効応力解析手法の有効性を検討するため、動的遠心模型振動実験や上記の被災堤防のシミュレーションを実施した。その結果をまとめると以下のようである。

・有効応力解析手法は液状化に伴う地盤変形をある程度算定・評価することができ、特に、被災程度の評価が重要となる大規模地震時の安定性評価手法として有望である。

・今後、対策工の効果を評価する観点からの適用性、モデル化等の検討が望まれる。

2.3.4　ジオテキスタイルの耐震対策の検討

液状化を生じる地盤上の新設盛土の耐震対策としてのジオテキスタイル工法は、盛土が壊滅的に破壊することを抑制し、その形状を確保できるため盛土としての機能の確保、復旧を容易とすることを想定したものである。基礎地盤を改良するものではないため、補助的な工法と位置づけられるものである。

本検討では、盛土体をジオテキスタイルで補強した場合の振動台実験結果の考察、解析的な補強効果の検討等を実施し、液状化性地盤上の新設盛土の耐震対策としてのジオテキスタイル工法の設計法を提案した。提案した簡易法の設計フローを図-2.3に示す。設計上の主要な点は以下の通りである。

・ジオテキスタイル工法は、盛土内にジオテキスタイル補強材を敷設することによる引張り補強効果によって盛土体の安定を確保しようとするものである。

・ジオテキスタイル工法の簡易設計法では、無補強時すべり安全率が所要の安定性を確保するために必要となる不足抵抗力を算出し、その最大値として必要補強材力を求め、これを満足できるジオテキスタイルの設計強度、敷設仕様（敷設層数、敷設長）を決定する。

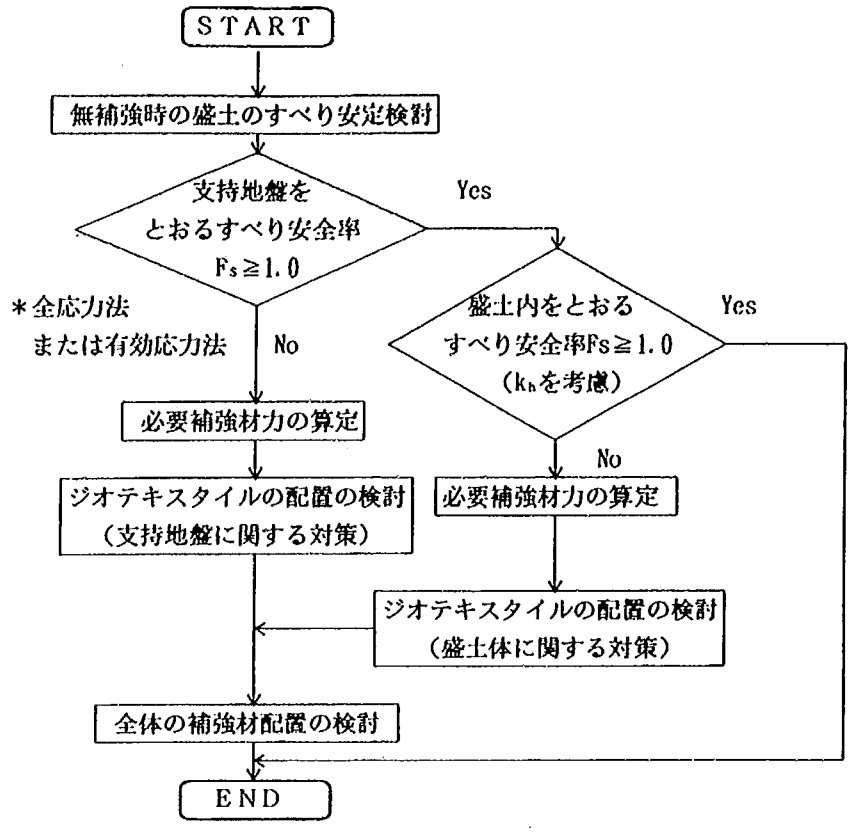


図-2.3　ジオテキスタイルの簡易設計法

2.3.5　各対策工法の適用性の検討

(1) 簡易設計法の開発

各対策工の盛土構造物への適用性を検討するに当たり、「2.3.1　盛土構造物の耐震設計の基本方針」にしたがい、各対策工の設計法が検討され、表-2.5に示す安定性評価手法に基づく簡易設計法が提案された。ここで、『地盤系設計法』、『構造系設計法』は以下の考えによるものである。

a)　地盤系設計法

改良された地盤の物性を考慮し、対策工の必要性の検討で用いる手法と同様に円弧すべり法を適用するものである。改良範囲が液状化しないとし、対策後の盛土構造物の安定が確保されるように対策工の改良範囲（改良幅、改良深度）、改良仕様（打設間隔）を設定する。

b)　構造系設計法

対策工自体の安定と盛土構造物を含めた全体系の安定について検討するものである。対策工自体の安定は、各対策工に応じた荷重条件などを設定し、震度法を用いて検討する。また、盛土構造物を含めた全体系の安定は、対策工の必要性の検討で用いる手法と同様に円弧すべり法を用いて行う。対策工自体の安定、盛土構造物を含めた全体系の安定を確保させるように対策工の設計諸元の設定を行う。固結工法では改良範囲（改良幅、改良深度）、改良率、改良体の強度などを設定し、鋼材を用いた工法では根入れ長、鋼材の断面を設定する。

表-2.5　各対策工設計における盛土構造物の安定性評価手法

工　法		中規模地震動（L－1）	大規模地震動（L－2）
地盤系設計法	締固め工法（静的・動的）	過剰間隙水圧を考慮した有効応力法による円弧すべり法	地震中：動的強度を用いた全応力法による円弧すべり法 地震後：残留強度を用いた円弧すべり法
	ドレーン工法	過剰間隙水圧を考慮した有効応力法による円弧すべり法	過剰間隙水圧を考慮した有効応力法による円弧すべり法
構造系設計法	固結工法	改良体の外的安定、内的安定の照査および非改良部の過剰間隙水圧を考慮した円弧すべり法による全体系の安定の照査	改良体の内的安定および円弧すべり法による全体系の安定の照査 変形量の照査
	鋼材を用いた工法	鋼材の外的安定、内的安定の照査および過剰間隙水圧を考慮した円弧すべり法による全体系の安定の照査	鋼材の外的安定、内的安定の照査および過剰間隙水圧を考慮した円弧すべり法による全体系の安定の照査（水平震度の低減、降伏強度）

注：なお、ジオテキスタイル工法は、基礎地盤については各対策工法の設計法を用い、同時に盛土体内の補強材の安定性を照査する。

(2) 工法選定の方針

各対策工を盛土構造物に適用する場合、構造物の種類（既設・新設、河川堤防・道路盛土）や施工条件等により、その適用性が異なる。そこで、工法選定の考え方や留意事項について検討した。

図-2.4 に工法選定の手順の一例を示すが、ここでは、工法選定上の留意事項を考慮して、数工法を一次選定した後、選定された工法に対して比較設計を行って最適な工法を選定するものとしている。

また、今回検討した各対策工の盛土構造物に対する適用性を表-2.6 に示す。

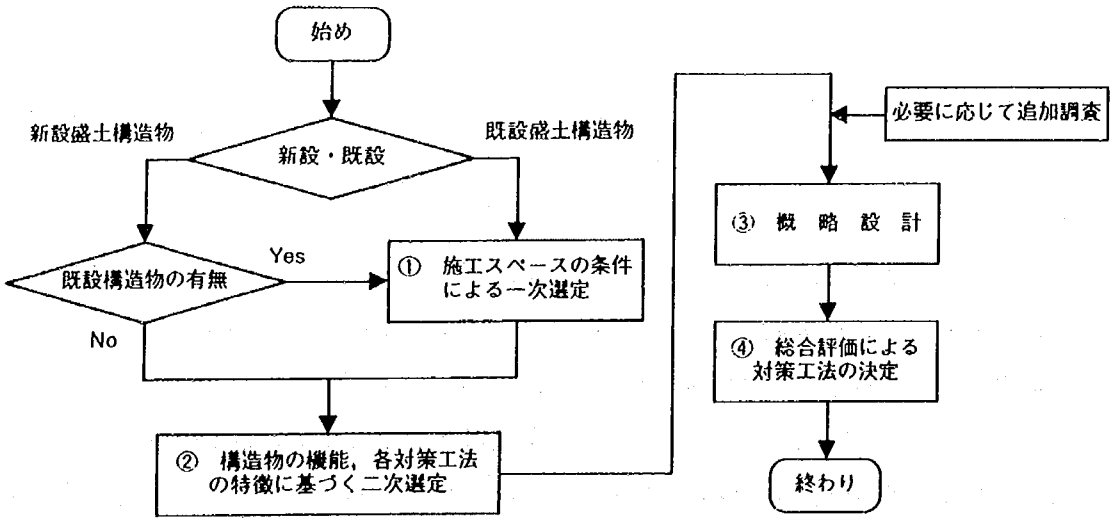


図-2.4　工法選定の手順

表-2.6　盛土構造物に対する液状化対策工法

工法名称	新設盛土構造物	既設盛土構造物
締固め工法	○	○
特殊石灰パイル工法	○	○
コンパクショングラウチング工法		○
深層混合処理工法	○	○
グラウト工法(*)		
ドレーン工法	○	○
鋼材を用いた工法	○	○
ジオテキスタイル工法	○(**)	

○：適用可、（＊）：グラウト工法は新設、既設ともに○がついていないが、
各工法が適用できないような場合、局部的に利用することがある。
（＊＊）：河川堤防では浸潤線の及ばない腹付け盛土部に適用可。

2.4　残された課題

表-2.1に示した研究項目について、残された研究課題を以下に示す。なお、液状化対策工の簡易設計法の課題については「4.3　簡易設計法の適用性の検討」にも述べているので参照されたい。

(1) 盛土・堤防に対する液状化対策工の基本方針に関する研究

液状化対策技術マニュアルでは、中規模地震動（Ｌ－１）および大規模地震動（Ｌ－２）を対象とした二段階設計法を導入した。しかしながら、大規模地震動（Ｌ－２）を対象とした液状化対策工の設計で用いる地盤の強度（動的強度、残留強度）の設定法や安定性の照査手法（円弧すべり計算手法、永久変形解析）などは試案として提案したものであり、今後のさらなる検討が必要である。

(2) 必要改良範囲の評価に関する課題

地盤系設計法を用いる工法の簡易法での改良範囲の設定は、円弧すべり計算で得られるすべり安全率が所定のすべり安全率を満足するように行うこととした。しかしながら、実際の改良効果をすべり安全率のみで表現することは十分でないことも考えられ、同一のすべり安全率を与える改良範囲でも地震時の変形量は異なる可能性もあると思われる。今後、数値解析や模型実験により簡易法で設定した改良範囲の合理性を検討する必要があると思われる。

(3) 対策工設計のための地盤及び構造物の動的挙動の予測に関する研究

対策工の設計は大きく地盤系設計法と構造系設計法に分類されている。地盤系設計法では改良体（改良地盤）自体は地盤の一部として挙動すると仮定し、対策により地盤および構造物の動的挙動が大きく変わることはないと考えている。一方、構造系設計法では改良体は構造物として挙動すると仮定し、改良体自体への地震力や動水圧を設計上考慮している。例えば、地盤系設計法を用いる締固め工法と構造物系設計法を用いる固化工法を比較した場合、両工法の違いは改良地盤の強度にあり、この強度の違いが地盤および構造物の動的挙動や変形挙動に与える影響や改良地盤の強度特性などについてさらに検討する必要があると思われる。

(4) 盛土体の耐震補強としてのジオテキスタイルの適用性に関する研究

「4.3.2.4　ジオテキスタイル工法」に示した通り。

(5) 簡易設計法の開発に関する研究

提案した簡易設計法には(1)～(4)で述べた課題に加えて、各工法固有の課題として「4.3.2 各対策工法の簡易設計法の課題」で示したようなものがある。これらの課題に対して、今後検討する必要がある。

(6) 液状化対策工法の適用性に関する研究

各対策工について、一斉永久変形解析や中規模地震動（L－1）を対象とした試設計を実施した。当初は、これらの結果をもとに各対策工を対象とした工法選定マトリックスを作成する予定であったが、工法の成熟度にバラツキがあること、各工法の適用性が地盤、環境条件などによって大きく異なること、工期や工費の単純比較が困難なことから、各対策工の特徴のまとめと施工スペースによる1次選定表を作成するにとどまった。今後、各対策工の現場への適用事例や施工実績を考慮して、各対策工の適用性について再度まとめる必要があると思われる。

(7) 液状化対策技術マニュアルの作成

盛土構造物を対象とした液状化対策技術マニュアル（案）を提案したが、この内容は共同研究の成果をとりまとめたものであり、前述のように数多くの課題を残している。今後、本マニュアルの適用に際しては、これらの課題に対して十分に配慮することが必要である。

（ハザマ）

3. 地中構造物(線状・面状)に対する液状化対策工法の開発に関する研究成果

3.1 研究の目的

近年、都市域の地下空間のより一層の有効利用を図るため道路、共同溝、上・下水道、電力、ガス、電話などのライフラインの各施設が地中に建設される機会が増加しつつある。

我が国の主要都市の多くは、臨海部の沖積低地に位置し、軟弱な土層が厚く分布していることが多い。このため、これまでに何回も地震による被害を経験している。最近では、液状化をはじめとして軟弱地盤での地震動の局地的かつ顕著な増幅特性などが関連する研究により明らかにされ、軟弱地盤中に建設される各種構造物の耐震対策、被害軽減のための技術の整備が大きな社会的要請の一つとして浮び上がってきている。

本研究では、このような背景のもとでライフラインを構成する地中構造物を対象に新設、既設それぞれに適用可能な液状化対策工法に関する実用的な設計法を開発することを目的に必要な調査・検討（実験、解析）および試設計を行い、最終的には液状化対策技術マニュアル（案）としてとりまとめたものである。

3.2 研究計画と実施工程

本研究は当初対象とする構造物が線状、面状地中構造物と規模や構造特性が異なることから個別に行うことで計画したが、基本的には地中に埋設された比較的軽い構造物であり、周辺地盤の液状化に伴う被害も浮上がりといった現象が支配的要因であることから、合同で研究を進めてきた。

研究初年度の平成4年度では、研究着手にあたっての共通的な課題や問題点を整理することを目的に、現行の耐震設計法、被災事例、設計・施工事例等の資料調査を実施した。これらの調査結果を整理して対象構造物の実態を明らかとし、研究の方向性や研究項目を抽出した。また、地中構造物の液状化対策での共通課題である改良範囲の問題や線状地中構造物特有の縦断方向の耐震設計法に関しては本年度より研究項目を具体的に設定し、研究を進めてきた。

表-3.2.1に研究項目および内容を示し、図-3.2.1にこれら研究項目の相互関係とその研究実施年度を示す。

表−3.2.1　地中構造物に対する研究項目および研究内容

研　究　項　目	研　　究　　内　　容
(1) 地中構造物に適用する液状化対策工法の設計法基本方針、体系に関する研究 （線状、面状共通）	① 各液状化対策工法の地中構造物に対する適用性、問題点の整理と課題の抽出 ② 地中構造物の液状化対策技術マニュアルの目次構成および内容骨子の検討・提案 ③ 地中構造物に対する耐震設計の基本方針の検討・提案 （入力地震動、限界状態、安全性の水準、安定計算法等）
(2) 液状化地盤内に位置する線状地中構造物の縦断方向の動的挙動に関する研究	① 動的解析手法の検討・提案 ② 模型振動実験による挙動把握 ③ 数値解析による実験結果のシミュレーション解析 ④ 簡易設計法の検討・提案
(3) 地盤改良の必要範囲の合理的設定法に関する研究 （線状，面状共通）	① 締固め工法と改良地盤物性値との相関性分析 ② 数値解析手法の検討・提案 ③ 数値解析による地盤改良必要範囲の検討 ④ 改良範囲の合理的な設計設定法の提案
(4) 面状地中構造物の動的挙動に関する研究	① 面状構造物の被災モードの想定、外力、応答特性の整理 ② 線状・面状の構造特性の違いに着目した数値解析による動的挙動把握 ③ 簡易設計法の検討・提案
(5) 液状化対策技術マニュアルの作成	① マニュアル（案）の検討・提案 ② 試計算の実施および試設計のとりまとめ

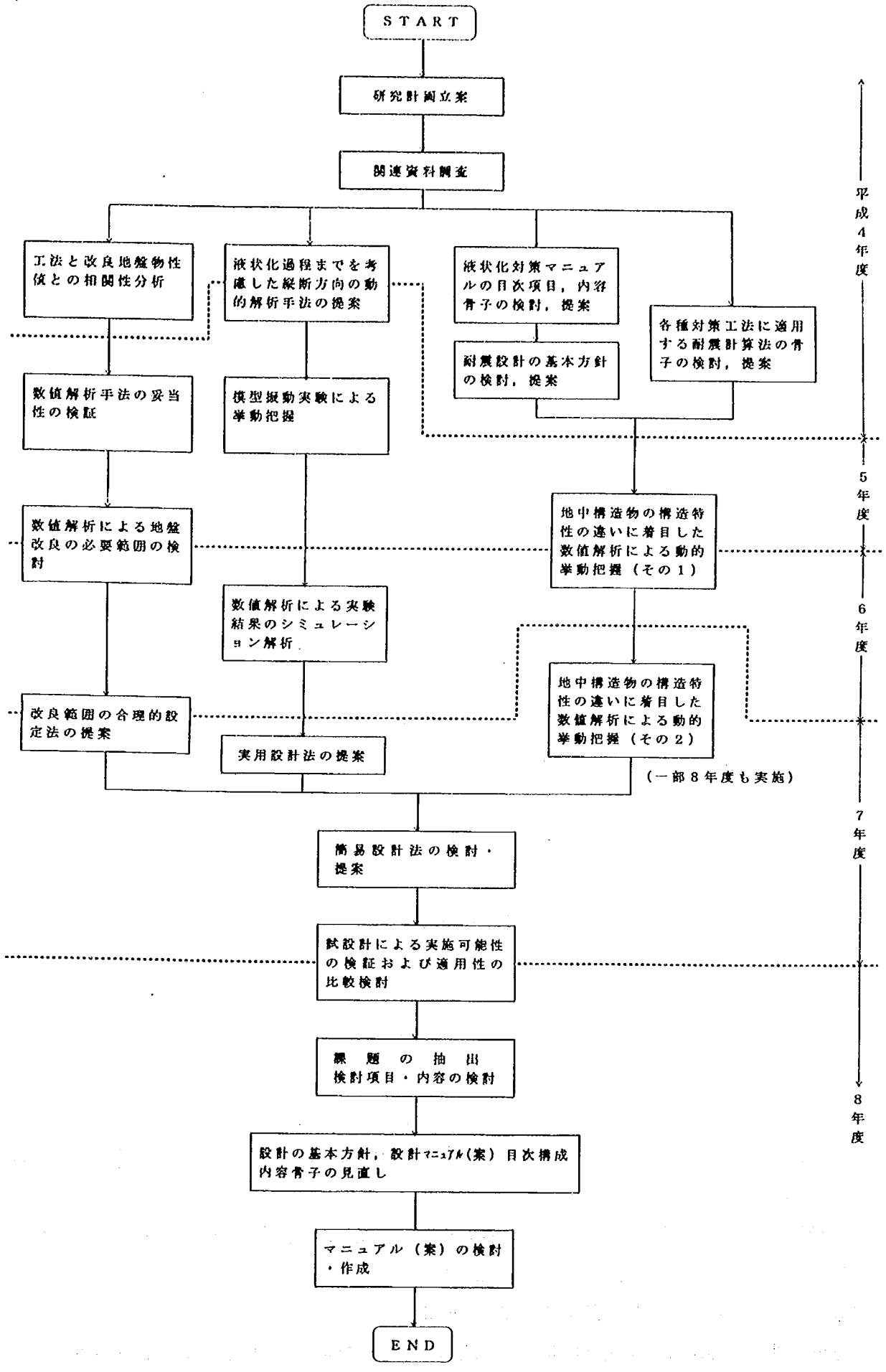


図-3.2.1 研究項目および実施手順

3.3 得られた成果

3.2 に示した各研究項目毎に得られた成果を列挙して以下に示す。これらの成果は、液状化対策技術マニュアル（案）に原則反映している。なお、マニュアル（案）作成のため実施した試計算やその結果に基づく簡易計算法の検討・提案も合わせて行っているが、ここでは特に、系統的に実施した研究項目について、示したものである。

(1) 関連資料調査（平成４年度）

① 地中構造物の耐震設計法は、構造物毎に関係機関が規定している。液状化の判定と液状化対策を中心に設計法の現状を取りまとめることにより、地中構造物に関する耐震設計法の全体像を把握した。

② 対象とする構造物が、液状化によりどの様な破壊様式を示すかを把握することは、構造物の液状化対策法を研究するにあたっての基本の一つである。そこで線状地中構造物および面状地中構造物の液状化による被災事例を調査し、その破壊様式を取りまとめた。

③ 液状化対策の対象構造物の実像を把握するため、その寸法および設置されている地盤について調査した。特に大型線状地中構造物としての共同溝および大型面状地中構造物としての下水処理施設が中心になっている。

(2) 地中構造物に適用する液状化対策工法の設計法基本方針、体系に関する研究　（平成４年度）

① 耐震設計法としては、最近の土木構造物の耐震設計の動向調査から判断し、二段階耐震設計法の採用が望ましく、同設計法の採用を前提に各構造物の確保目標水準と調査基準のイメージを示した。

② 入力地震動は、対象構造物間での整合性も考慮し、耐震設計上の基盤面で規定することが望ましく、上述した二段階の各確保目標水準に対応した速度応答スペクトルおよび加速度波形の設定方法を提案した。

③ 液状化判定法は、上記の入力地震動との関連から大規模地震を想定した場合、現行基準類の規定のものより適用性は高く、かつ対策工の設計での入力地震動条件との整合性も図りやすい累積損傷度理論を適用した判定手法を提案した。

(3) 液状化地盤内に位置する線状地中構造物の縦断方向の動的挙動に関する研究

① 模型実験から液状化時の挙動を明らかとし、その挙動を再現するための計算モデル・方法の骨子をとりまとめた。(平成５年度)

② 模型実験の結果のシミュレーション解析により本検討で適用した解析プログラムの妥当性の検証を行った。この解析プログラムにより試計算を行い、縦断方向に対する設計上の取扱いの方向性を示した。(平成６年度)

③ 模型振動実験およびシミュレーション解析結果を整理し、現時点で想定しうる線状地中構造物の安定検討の基本的な考え方を提案した。(平成７年度)

(4) 地盤改良の必要範囲の合理的設定法に関する研究

① 整備工法である締固め工法とドレーン工法を対象に改良地盤の物性評価に重点を置き、改良範囲の合理的設定方法の検討の方向性を定めた。(平成５年度)

② 整備工法である締固め工法を対象に改良範囲の合理的な設定法の試案を作成し、他工法への適用性についてもその方向性を合わせて示した。(平成6年度)

③ 地盤改良範囲を変化させた6モデルについて、数値解析（永久変形解析）を実施した。また、液状化対策工の簡易設計法として採用したすべり安定計算も実施し、すべり安全率を求めた。これらの両者の関係を整理し、合理的な地盤改良範囲の設定法の提案を行った。(平成7年度)

(5) 面状地中構造物の動的挙動に関する研究

① 地中構造物の液状化挙動を研究するため、線状、面状構造物を対象に2次元動的有効応力解析を実施した。その結果、液状化した周辺地盤の構造物の下への回り込みによる浮上がり量は面状地中構造物は線状地中構造物より小さいが、残留水平変位は大きく、こうした地中構造物の残留変位量は、地中構造物の平面積と液状化層の厚さの比のようなものに依存するものとの知見を得た。(平成6年度)

② ＦＥＭによる動的有効応力解析を適用して、二次元と三次元での面状地中構造物の動的挙動の差違の把握を試みた。その結果、概ね二次元解析で挙動把握は可能であるとの結論を得た。
(平成7，8年度)

(6) 地中構造物の浮上がり安定性評価手法の適用性に関する研究

兵庫県南部地震による被災事例および遠心模型実験結果を対象として、大規模地震時の地中構造物の浮上がり安定性評価手法の適用性およびその問題点について検討を行った。

3.4 残された課題

3.3 に示した研究成果に基づき、本研究の最終成果として地中構造物に適用する液状化対策技術マニュアル（案）を作成した。しかし、同マニュアル（案）にはまだ多くの課題を残しており、今後さらなる研究が必要である。特に早急な対応が必要と考えられる内容について以下に列記する。

① 地中構造物の液状化に伴う被害形態として、浮上がりに着目し、設計法を組み立てている。しかし、液状化に伴う構造物の被害要因としては、地盤の側方流動や沈下もあり、これらの要因も考慮し、より一般性の高いマニュアルとする必要がある。

② マニュアル（案）で採用したすべり計算による安定計算法は、原則、線状地中構造物の横断面を対象としたものである。線状地中構造物の縦断方向の構造特性や底面幅が広い面状構造物の特性を評価し、より合理的な設計法とするため洗練化が必要である。

③ 同計算法は、室内実験やシミュレーション解析により検証されたものであるが、これらの試験条件はある限られた条件でのものであることから、実被害事例による検証により地震動レベルに対応した計算方法および照査基準の規定が望まれる。

④ 大規模地震動を想定した各対策工の設計法は、現時点では提案に留まっている。これに関しては更なる調査実験等の実施により設計法としての妥当性を検証する必要がある。この結果に基づき、中規模地震動と大規模地震動で整合性のとれた設計法となるようマニュアル（案）の見直しを行うことが必要である。

（日本技術開発）

4. 広域的液状化対策の開発に対する研究成果

4.1 研究の目的

我国の都市の多くは、臨海部の沖積低地に位置し、軟弱な土層が厚く分布している。このため、これまでに幾度となく地震による被害を経験している。一方、都市への機能集中が進み、ますます臨海地域の軟弱地盤地域に生活圏が拡大している。このような地盤に建設される各種構造物の液状化対策の重要性が増大している。

従来、液状化対策は個々の建造物毎に、それらの構造物建設時に施すことが多い。軟弱地盤地区の既存の構造物や中小の構造物、またはライフライン系にみられるような広い範囲にまたがる構造物に対しては、技術的、経済的な面から有効な液状化対策をすることはなかなか難しいのが現状である。

このような、観点から本研究では、広範囲な地域を対象とし、合理的な液状化対策工法を開発することを目的とした。従来の構造物ごとの液状化対策とは異なり、広範囲な地域全体の地震対策であるため、都市防災全体に関わってくるテーマであり、行政的観点も必要となる。

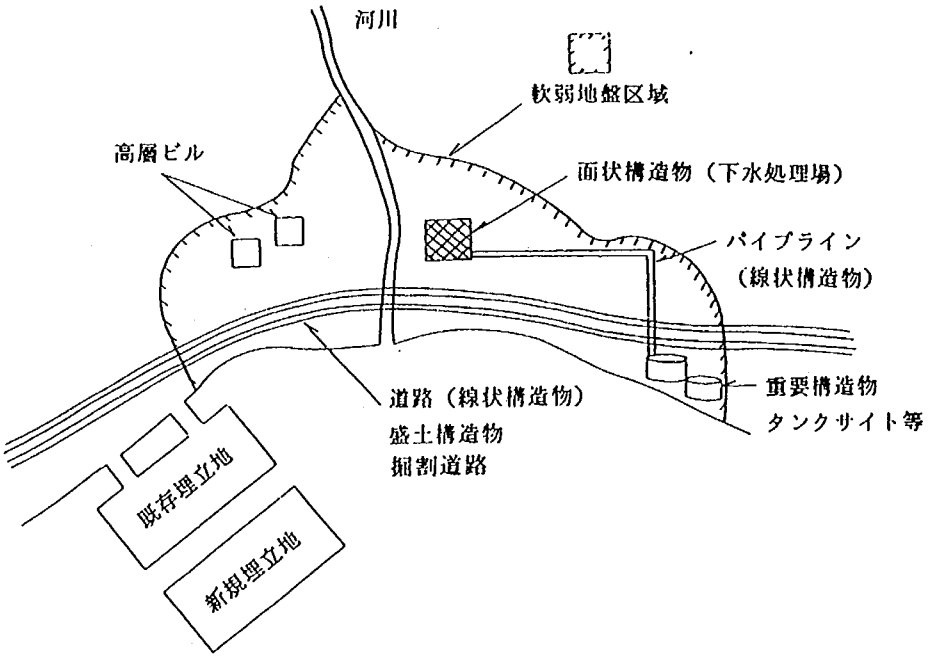


図-4.1.1 広域の概念図

4.2 研究計画と実施工程

4.1に示した目的を達成するための研究項目と内容を表-4.2.1に、研究工程を表-4.2.2に示す。

表-4.2.1 研究項目および内容

研究項目	研究内容
(1)広域的液状化対策工法の開発基本方針および実施計画の策定	大都市地域の広域的液状化対策として、ここでは多種多様な構造物を含んだ広域的な地域を対象とした対策工法に関する研究の基本方針を策定する。 ①検討対象の設定（広域の定義づけ） ②対策レベルの検討（どの程度まで対策するか） ③広域的に適用できる対策工法の提案、調査、絞り込み ④必要な実験、解析法の検討 ⑤研究実施計画の策定
(2)広域的液状化対策工法開発のための基本調査	広域的液状化対策のための基本調査を行う。 軟弱地盤の震害事例の調査 大都市地域の地域危険度マップ（液状化等）の調査 ①広域的地盤調査法の調査 ②広域的液状化対策工法の適用事例の調査 ③広域的液状化対策工法の法規上の問題点調査
(3)広域化液状化対策工法の効果に関する研究	上記で絞り込んだ広域的液状化対策に関し、その効果の程度を確認するため検討を行う。 ①震害事例による地盤調査と関連性調査と分析 ②効果の確認方法の検討
(4)広域化液状化対策工法の周辺への影響評価に関する研究	広域的液状化対策を実施した場合に周辺区域に与える影響について検討する。 ①周辺に与える影響およびその要因の検討 ②対策範囲の検討 ③対策レベルと影響範囲との関連
(5)広域化液状化対策工法の施工法に関する研究	広域的に対策するための合理的、経済的な施工法を検討する。 例えば、地下遮水壁や地下水管理システムなどの検討 地下水位確認のための広域的地盤調査法の検討
(6)液状化対策技術マニュアルの作成	①地域の状況に合わせた対策工法選定法 ②広域的液状化対策工法の設計法のまとめ ③試算例の作成

表-4.2.2 研究実施行程

------：予定 ——— ：実績

項目 ＼ 実施年度		平成4年	平成5年	平成6年	平成7年	平成8年
研究計画立案		------				
研究実施計画の立案		------				
(1)	検討対策の設定（広義の定義づけ）および対策レベルの検討	------				
	広域的対策工法の絞り込み	----				
	必要な実験・解析の検討	----				
(2)	軟弱地盤震害事例の調査・分析	----				
	大都市域の地震危険度マップの調査	----				
	広域的地盤調査法の調査	------				
	広域的対策工法の適用事例調査および法規上の問題点調査	------				
(3)	震害事例の調査・分析		------			
	効果の確認方法の検討		----------			
(4)	周辺への影響評価法の検討		-------			
	対策範囲の検討		-------			
	対策レベルと影響範囲の検討		------			
(5)	合理的・経済的施工法の検討		------			
	広域的地盤調査法の検討		----------			
(6)	設計マニュアル骨子（案）の作成）		----------			
	設計マニュアルの作成			----------	----------	----------
	試設計の作成		----------		------	----------

4.3 得られた成果

4.3.1 広域的液状化対策

(1) 広域的液状化対策の概念

臨海軟弱地盤地域では、種々の既存構造物があり、新しい構造物も建設される。また、道路などの線状構造物は領域内を縦横に走っている。

従来の液状化対策は個々の構造物毎に施すことが通常であるが、軟弱地盤地区内の構造物やライフライン系に対して一括して液状化対策を実施することができれば非常に有益である。

ここでは建設省が所掌する主要道路について、道路全体を一括して液状化対策を施す場合を想定し、対策工法として地下水位低下工法を用いるものとした。

(2) 地下水位低下工法の特徴

砂地盤の液状化対策としての当工法の特徴は以下のとおりである。

・地下水位を低下させると、地下水位面以浅の非液状化層の厚さを増大し、地下水面以深の液状化抵抗率が増大する（図-4.3.1参照）。

・地下水位以浅の地盤の変形抵抗が増大し、仮に液状化が生じたとしても、構造物への影響が少なくなる。

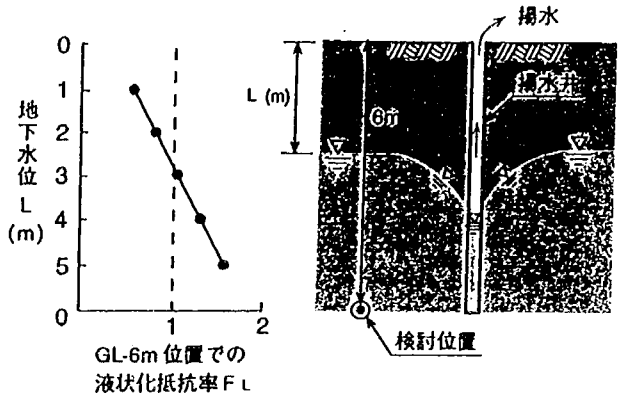


図-4.3.1 地下水位低下による液状化抵抗率の変化

(3) 設計の考え方

(a) 設計の基本方針

対象地域全域で全く液状化しないように対策するのではなく、対象地域の液状化危険度を平均的に下げるように設計検討することを基本とする。

(b) 液状化対策の必要性の判定

広域的液状化対策工の必要性の判定に当たっては、対象とする地域全体の液状化危険度の検討を行う。これまでに提案された地域全体の液状化危険度の検討手法の一つとして、「東京低地の液状化予測」（東京都土木技術研究所）1)の手法がある。本手法では、液状化抵抗率FL値および液状化指数PL値に基づいて検討する。

(c) 改良目標値の設定

・地下水位低下の改良目標値は、対象とする広域の液状化危険度を、目標とするランクに低下させるのに必要な地下水位低下量とする（図-4.3.2参照）。

・地下水位低下工法は、①補助工法（止水壁）併用の場合、②単独使用の場合に分けて検討する。

(d) 周辺環境への影響検討

・地下水位を低下させた場合の周辺への影響を検討するためには、周辺における地下水位低下量の予測と地下水位低下による地盤沈下の予測が必要である。

・また、次のような障害が発生することがあるので留意する必要がある。

① 井戸の枯渇 ② 井戸の汚染

③ 自噴泉の枯渇

・影響があると予想される場合には、補助工法等の対策を検討する必要がある。

(c) 地下水位低下工法の諸元の設定

改良目標値（地下水位低下量）を達成するのに必要な揚水量より、ウェルポイント等の諸元（本数、間隔、ポンプ台数、設置深さ等）を設定する。

(4) 検討事例

東京都A地域のB通りを対象に検討を行った。「東京低地の液状化予測」によると、A 地区は液状化の可能性が大きい地域である。B 通り周辺において、現状の地下水位におけるボーリング位置での液状化危険度、現状より地下水位を 2m 低下させた場合の液状化危険度を図-4.3.3 に示す。この結果から地下水位を 2m 低下させることにより、液状化の可能性を低減できることがわかる。

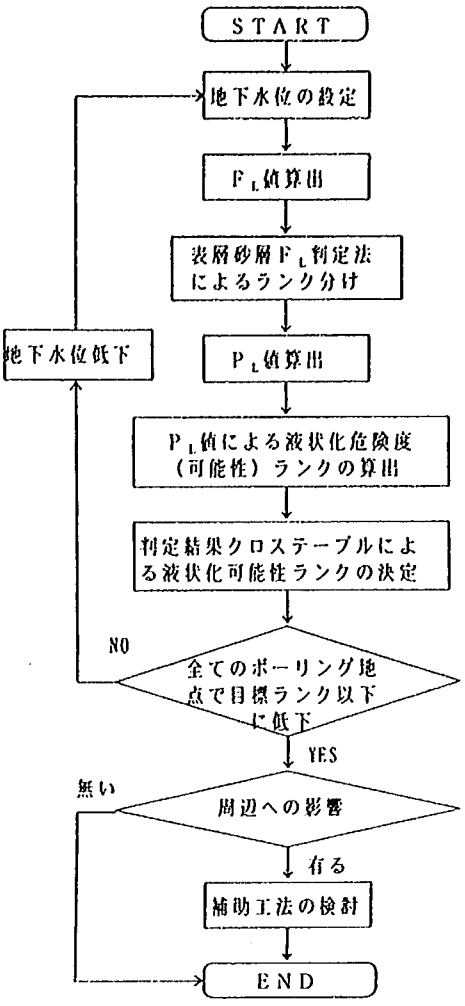


図-4.3.2 改良目標値設定フロー

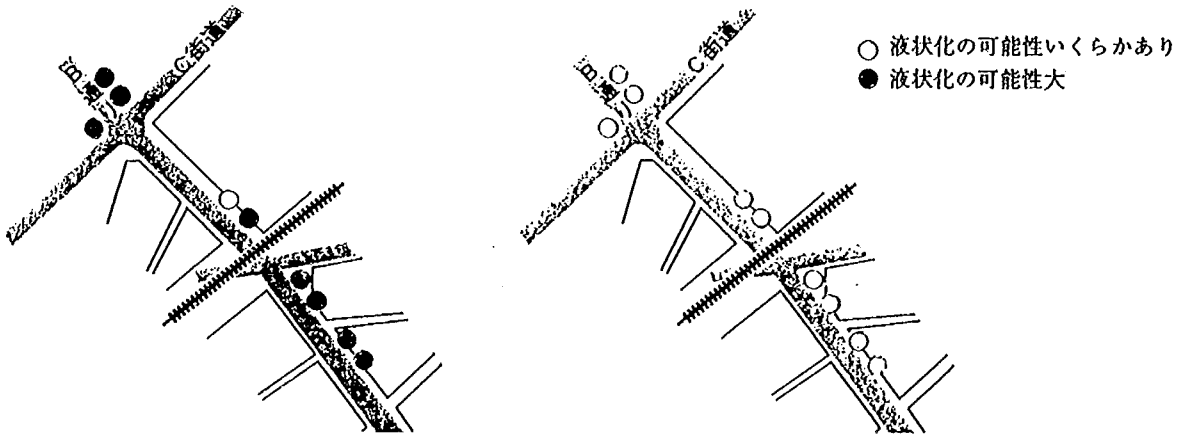


図-4.3.3 検討事例

4.3.2　広域液状化対策工法の設計マニュアル

以下に、本共同研究で作成した広域的液状化対策の設計マニュアルの各章の主な内容を記述する。

(1) 総説

本章では、目的と適用範囲、本マニュアルの性格、関連する設計基準類および用語の定義について記述した。特に、目的と適用範囲については、詳しい解説を加えた。

(2) 調査

広域的液状化対策工法の設計という観点から、以下の調査について記述した。

・地盤調査
・土地利用状況の調査
・設計地震力設定のための調査
・施工条件の調査

(3) 広域的液状化対策工法としての地下水位低下工法の設計

地下水位低下工法及び補助工法を広域的液状化対策に適用するに当たって、広域的対策であるが故の特別な問題はないと考えられるが、以下については新しい知見を加える等、適切な記述をするよう心がけた。

・地下水位低下工法の特徴
・地下水位低下工法の周辺環境への影響評価手法、規制値
・広域地盤を対象とした地下水位低下工法の設計の流れ
・地震及び地震力条件
・液状化危険度の検討

(4) 設計例

モデル地区を選定し主要道路を対象に広域的液状化対策工法としての地下水位低下工法の試設計を行っている。これを設計例として取りまとめ、以下について記述した。

・設計条件の設定
・土地利用状況の調査
・改良目標値設定
・対策工の諸元の設定
・周辺環境への影響検討
・総合評価

4.4 残された課題

広域的液状化対策は従来の構造物ごとの液状化対策と異なり、広範囲な地域全体の耐震対策であるため、都市防災全体に関わってくるテーマであり、行政的観点も必要になってくる。たとえば、地下水位低下による周辺環境への評価や、地域住民がどの程度の周辺環境への影響を受け入れるか（PA:Public Acceptance）という問題において高度に行政的な判断が必要とされる。

（鹿島建設）

参考文献

1）東京都土木技術研究所編：東京低地の液状化予測、1987.